Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

TERMINAL PARTENZE – CORPO PRINCIPALE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele. Fresia Progettazione idraulica: ing. A. Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. M. Bergami ing. D. Togni ing. E. Facchinetti
Direttore tecnico: Ing. Aeronaut. Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: Ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. E. Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Discip	Tipo	Num	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	01	STR	RE	01	B	--	A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	MAGGIO 2025	Recepimento indicazioni Ente di Verifica
								C		
								D		
NOME FILE	AI015P-E-L1-01-STR-RE-01-B							REDAZIONE		Ing. A. Colussi

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**

INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco

Approvazione **ENAC**:

INDICE

1. PREMESSA 6
1.1. Descrizione della struttura 7
1.2. Elementi strutturali 8
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 9
3. MATERIALI 10
3.1. Cemento Armato 10
3.1.1. Classe di esposizione e copriferro minimo 10
3.1.2. Pali di fondazione 16
3.1.3. Travi di fondazione 16
3.1.4. Elementi in elevazione 17
3.2. Acciaio per carpenteria metallica 18
3.2.1. Classe di esecuzione per opere in carpenteria metallica 18
3.2.2. Strutture in elevazione 19
3.2.3. Elementi di collegamento 20
3.3. Legno 21
3.3.1. Classe di servizio per le strutture lignee 21
3.3.2. Tavolato 21
3.3.3. Travi di copertura e tavolato 22
4. IPOTESI DI CALCOLO 23
4.1. Vita nominale di progetto 23
4.2. Classe d'uso 23
4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica 23
4.4. Limiti di deformazione verticale 24
4.5. Resistenze di progetto per strutture in legno 25
5. ANALISI DEI CARICHI 27
5.1. Carichi permanenti 27
5.1.1. Pesi permanenti strutturali 27
5.1.2. Pesi permanenti non strutturali 27
5.2. Sovraccarichi 28
5.3. Azioni variabili ambientali 29
5.3.1. Azione della neve 29
5.3.2. Azione del vento 31
5.4. Azione sismica 39
5.4.1. Azione del sisma 39
5.4.2. Verifica di regolarità in pianta 41
5.4.3. Verifica di regolarità in elevazione 41
5.4.4. Classe di duttilità 42
5.4.5. Tipologia strutturale 42
5.4.6. Fattore di comportamento 43
5.4.7. Spettri di progetto orizzontali 44
5.5. Combinazioni delle azioni 45
6. DESCRIZIONE DEL MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO 47
6.1. Software di calcolo 47
6.2. Interazione terreno-struttura 47
6.3. Ipotesi di calcolo 48
6.4. Geometria dei modelli 49
6.5. Applicazione dei carichi ai modelli 52

6.5.1. Carichi permanenti ... 52
6.5.2. Neve ... 55
6.5.3. Vento ... 55
6.5.4. Sisma ... 60
6.6. Tipo di analisi effettuate ... 61
6.6.1. Statica Lineare ... 61
6.6.2. Frequenze naturali ... 61
6.6.3. Analisi spettrale ... 61
6.7. Combinazioni di carico ... 62
7. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE ... 64
7.1. Abbassamenti verticali ... 64
7.1.1. AS1 ... 64
7.1.2. AS2 ... 64
7.1.3. AS3 ... 65
7.1.4. LS1 ... 65
7.1.5. LS2 ... 66
7.1.6. LS3 ... 66
7.2. Sollecitazioni di inviluppo ... 67
7.2.1. AS1 ... 67
7.2.2. AS2 ... 71
7.2.3. AS3 ... 75
7.2.4. LS1 ... 79
7.2.5. LS2 ... 83
7.2.6. LS3 ... 87
7.3. Modi di vibrare ... 91
7.3.1. AS1 ... 92
7.3.2. AS2 ... 94
7.3.3. AS3 ... 97
7.3.4. LS1 ... 99
7.3.5. LS2 ... 101
7.3.6. LS3 ... 104
8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI ... 107
8.1. Sforzo normale su colonna ... 107
8.2. Taglio totale alla base ... 109
9. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI ... 111
9.1. Tavolato – Legno ... 111
9.2. Arcarecci – Legno Lamellare ... 115
9.3. Travi principali – Legno Lamellare ... 121
9.3.1. Travi lato Air-Side ... 123
9.3.2. Travi lato Land-Side ... 128
9.4. Traversi principali – Acciaio ... 133
9.4.1. AS1 ... 133
9.4.1. AS2 ... 138
9.4.1. AS3 ... 143
9.4.1. LS1 ... 148
9.4.1. LS2 ... 153
9.4.1. LS3 ... 158
9.5. Colonne – CA ... 163
9.5.1. Pilastri Filo A ... 164
9.5.2. Pilastri Filo B ... 168

9.5.3. Pilastri Filo D 172
9.5.4. Pilastri Filo F 176
10. VERIFICHE DI DEFORMABILITA' 180
10.1. Verifica spostamenti di interpiano 180
10.2. Verifica distanza tra costruzioni contigue 181
10.2.1. Giunto tra corpi soppalco 182
10.2.2. Giunto tra coperture 182
10.2.3. Giunto soppalco e vani scala 183
11. VERIFICHE DELLE CONNESSIONI 184
11.1. Connessioni elementi in carpenteria metallica 184
11.1.1. Nodo trave-colonna 184
11.1.1. Nodo di continuità trave a cassone 190
11.2. Connessioni elementi in legno 194
11.2.1. Rinforzo trave 20x168 cm agli appoggi 194
11.2.2. Forchetta di fissaggio trave 20x168 cm 196
11.2.3. Collegamento arcarecci 199
11.2.4. Barre incollate di controvento 201

1. PREMESSA

Il seguente documento rappresenta la relazione di calcolo strutturale delle sovrastrutture e delle fondazioni relative alla fase esecutiva di progettazione presso l'aeroporto internazionale di Lamezia Terme (Intervento **L1** "Sviluppo aerostazione passeggeri", intervento **L2** "Interventi per la security e la digitalizzazione dell'aerostazione passeggeri" e intervento **L6** "Potenziamento reti sottoservizi e impianti tecnologici").

Le strutture oggetto di questo documento sono quelle indicate nell'ambito 1 della keymap riportata in seguito:

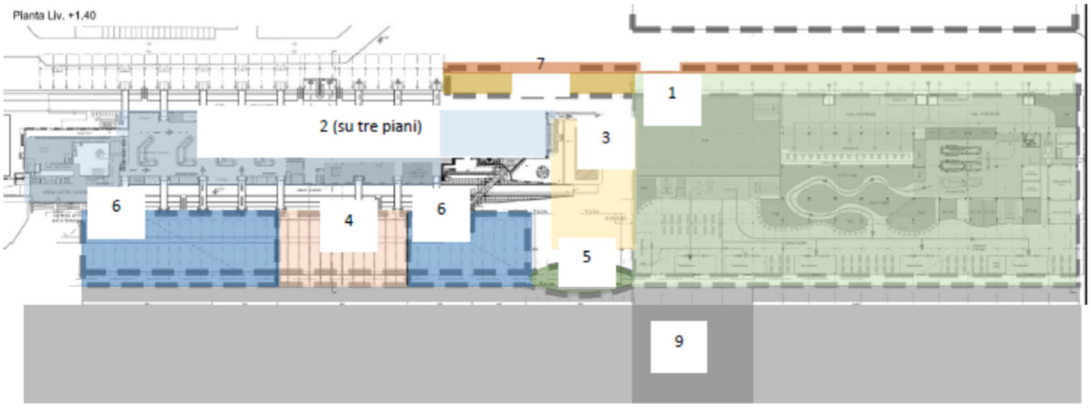


Figura 1 - Mappa ambiti WBS

Ambito 1:	TERMINAL PARTENZE
Ambito 2:	TERMINAL ARRIVI
Ambito 3	POLO TECNOLOGICO
Ambito 4	AVANCORPO
Ambito 5	EDIFICIO CONTROLLO PISTA
Ambito 6	PENSILINA AIRSIDE
Ambito 7	PENSILINA LANDSIDE
Ambito 8	SISTEMAZIONI ESTERNE LANDSIDE
Ambito 9	SISTEMAZIONI ESTERNE AIRSIDE

Tale relazione farà riferimento in particolare alle strutture perimetrali dell'edificio denominato Terminal Partenze, come verrà meglio illustrato nel seguito.

1.1. Descrizione della struttura

La struttura della copertura principale si sviluppa su quattro lati avvolgendo il soppalco tecnico centrale. Le dimensioni globali indicative in pianta sono 200x80m per un'altezza massima di 15,5 m.

I due lati lunghi (lato AS e lato LS) sono suddivisi in 3 corpi ciascuno (1 centrale da 80m e due laterali da 60), separati da giunti sismici. Questi corpi sono supportati da colonne in CA indipendenti. La parte di copertura sui due lati corti è pure costituita da due corpi separati che in questo caso sono supportati dalla struttura del soppalco tecnico e non sono oggetto di questa relazione di calcolo (vedi AI015P-E-L1-01-STR-RE-02-A)

Lo schema generale è riportato qui sotto:

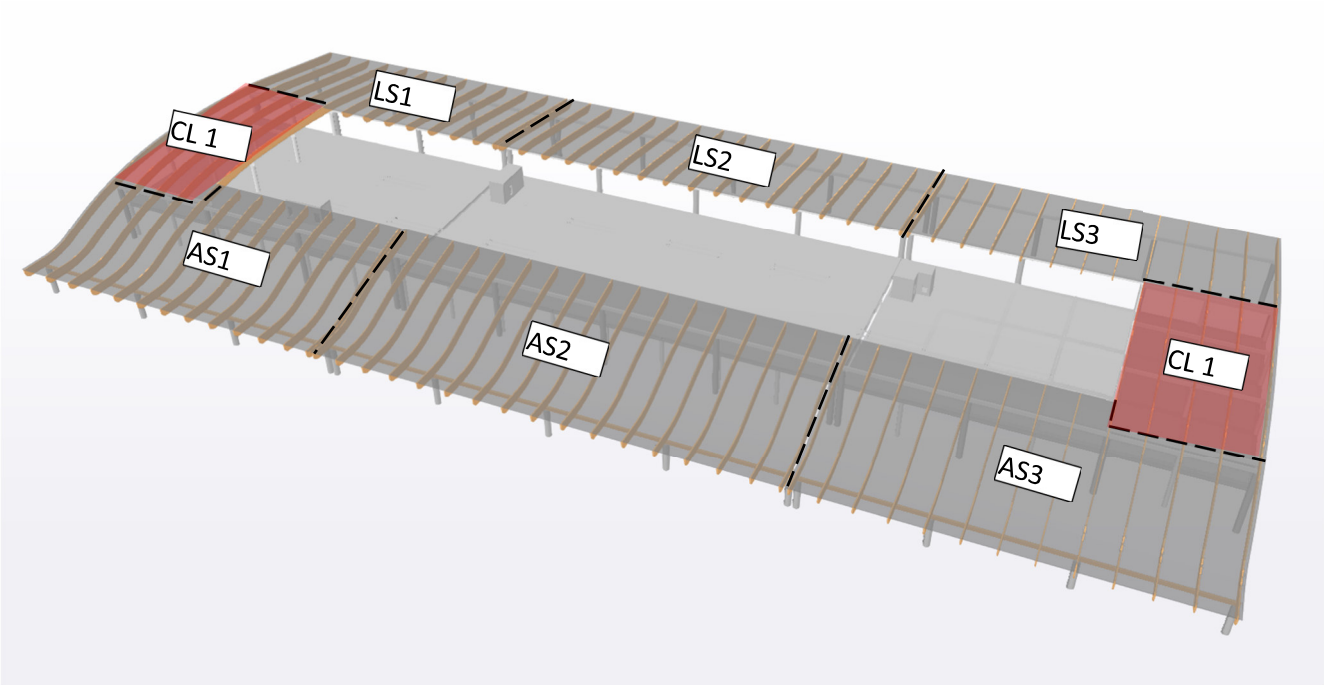


Figura 1 - Schema generale della struttura

Ogni corpo è staticamente e sismicamente indipendente dagli altri e sarà studiato separatamente per quanto riguarda le strutture in elevazione.

Data la natura del terreno si è optato per fondazioni di tipo profondo, realizzando plinti rigidi fondati su 4 pali generalmente di diametro 100 cm per sostenere sia i carichi verticali che i carichi sismici. I pilastri maggiormente sollecitati presentano plinti su 4 pali di diametro 120 cm. Tutti i plinti risultano collegati tra loro da travi di collegamento a sezione rettangolare 60x60 o 80x80 cm a seconda della lunghezza.

1.2. Elementi strutturali

Gli elementi strutturali principali sono i seguenti:

- colonne tonde in CA incastrate alla base, maglia 20x20m
- traversi principali in acciaio (sezione a cassone rettangolare) in appoggio sulle colonne (in direzione parallela alla pista)
- travi principali in legno lamellare, interasse 5m, disposte perpendicolarmente ai traversi e in appoggio su questi ultimi
- arcarecci in legno lamellare disposti in semplice appoggio a interasse 1.25m tra le travi principali
- controventi in legno lamellare
- tavolato di copertura spessore 2.5cm

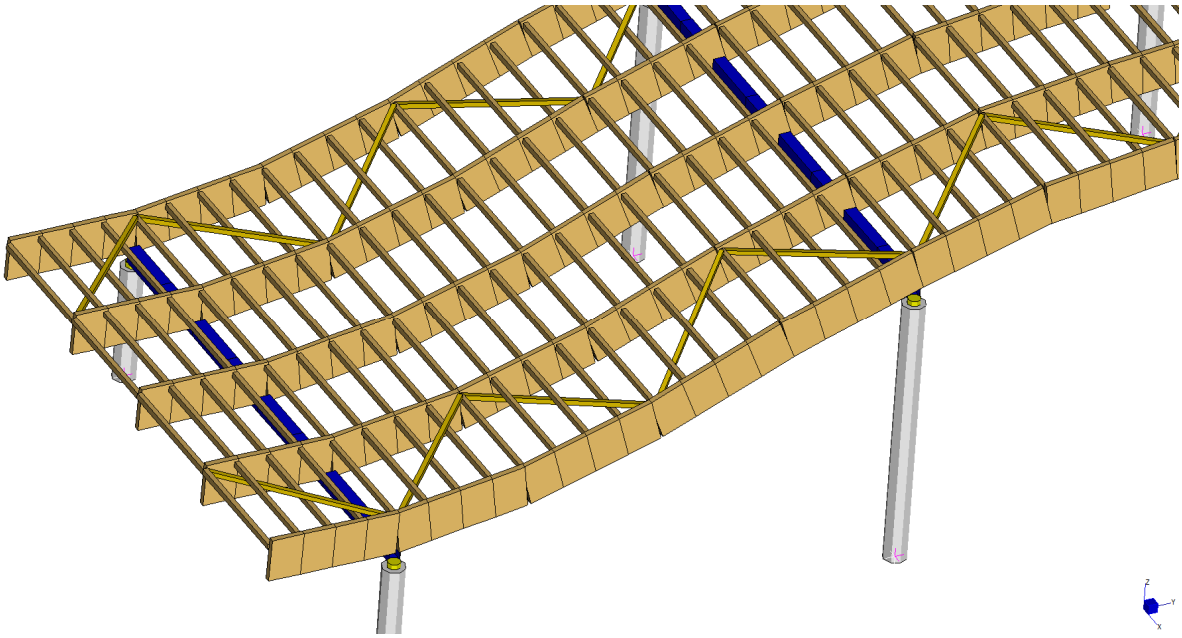


Figura 2 – Dettaglio struttura copertura

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli interventi verranno progettati nel rispetto delle più recenti normative in ambito strutturale e in accordo agli standard di progettazione antisismica vigenti. In particolare si farà riferimento alle seguenti normative di riferimento:

Codice	Titolo
DM 17/01/18	"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC'18) (G.U. n. 42 del 20.02.2018)
CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
Eurocodice 1	"Azioni sulle strutture" – EN 1991
Eurocodice 2	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo" – EN 1992
Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio" – EN 1993
Eurocodice 5	"Progettazione delle strutture in legno" – EN 1995
Eurocodice 7	"Progettazione geotecnica" – EN 1997
Eurocodice 8	"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" EN 1998
CNR-DT 206 R1/2018	"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"
CNR-DT 207/2018	"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

3. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei principali materiali utilizzati nelle verifiche degli elementi strutturali.

3.1. Cemento Armato

3.1.1. Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo con la normativa vigente viene definito il valore di copriferro e classe di esposizione delle opere in calcestruzzo presenti all'interno del progetto.

Si riporta in seguito un estratto della normativa che definisce i valori minimi di copriferro in base alla classe di esposizione dell'elemento considerato (necessario aumentare 2 classi se vita utile pari a 100 anni):

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A CARBONATAZIONE**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

Descrizione classi di esposizione XC – estratto UNI EN 206-1

Di seguito si riportano le classi di riferimento per gli elementi indicati (in riferimento alla tipologia di classe di esposizione XC):

Elemento	Classe di esposizione XC
Pali di fondazione	XC2
Fondazioni superficiali	XC2
Strutture in elevazione	XC1

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A PRESENZA DI CLORURI**

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue: Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

Descrizione classi di esposizione XD/XS – estratto UNI EN 206-1

Di seguito si riportano le classi di riferimento per gli elementi indicati (in riferimento alla tipologia di classe di esposizione XD/XS):

Elemento	Classe di esposizione XC
Pali di fondazione	XS1
Fondazioni superficiali	XS1
Strutture in elevazione	XS1

Vista la vicinanza delle strutture con la costa, si è scelto di considerare la classe XS1 in quanto le strutture (anche di fondazione) possono essere esposte alla nebbia salina.

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA A PRESENZA DI CICLO GELO/DISGELO**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo

Descrizione classi di esposizione XF – estratto UNI EN 206-1

Si è considerato di escludere tale classe in quanto il sito non appare soggetto a significativi cicli gelo/disgelo.

- **CLASSI PER CORROSIONE DOVUTA AD ATTACCO CHIMICO**

6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo. Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Descrizione classi di esposizione XA – estratto UNI EN 206-1

Per determinare la presenza di tali condizioni si fa riferimento alla tabella riportata nel prospetto 2 della normativa di riferimento dove sono riportati i valori limite degli elementi chimici determinanti un ambiente aggressivo:

Gli ambienti chimicamente aggressivi classificati di seguito sono basati sul suolo naturale e per acqua nel terreno a temperature dell'acqua/terreno comprese tra 5 °C e 25 °C ed una velocità dell'acqua sufficientemente bassa da poter essere approssimata a condizioni statiche.
La condizione più gravosa per ognuna delle condizioni chimiche determina la classe di esposizione.
Se due o più caratteristiche di aggressività appartengono alla stessa classe, l'esposizione sarà classificata nella classe più elevata successiva, salvo il caso che uno studio specifico provi che ciò non è necessario.

Caratteristica chimica	Metodo di prova di riferimento	XA1	XA2	XA3
Acqua nel terreno				
SO_4^{2-} mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3 000	>3 000 e ≤6 000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO_2 mg/l aggressiva	prEN 13577:1999	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH_4^+ mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO 7150-2	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
Mg^{2+} mg/l	ISO 7980	≥300 e ≤1 000	>1 000 e ≤3 000	>3 000 fino a saturazione
Terreno				
SO_4^{2-} mg/kg[a] totale	EN 196-2[b]	≥2 000 e ≤3 000[c]	>3 000[c] e ≤12 000	>12 000 e ≤24 000
Acidità ml/kg	DIN 4030-2	>200 Baumann Gully	Non incontrato in pratica	

a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10^{-5} m/s possono essere classificati in una classe inferiore.
b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO_4^{2-} mediante acido cloridrico; in alternativa si può usare l'estrazione con acqua se nel luogo di impiego del calcestruzzo c'è questa pratica.
c) Il limite di 3 000 mg/kg deve essere ridotto a 2 000 mg/kg se esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccamento/bagnatura oppure suzione capillare.

Valori limite per classi di esposizione XA – estratto UNI EN 206-1 (prospetto 2)

Un riscontro a tali valori può essere individuato all'interno della relazione geologica dove si riportano i risultati delle analisi svolte sulle acque nel terreno. Si riporta la tabella riepilogativa in seguito:

Parametro ricercato	Unità di Misura	Valore
Solfato	mg/l	54
pH	unità pH	7,6
Anidride carbonica CO2	mg/l	0,73
Ammonio	mg/l	0,50
Magnesio	mg/l	31

Analisi acque nel terreno – estratto relazione geologica

I valori indicati risultano essere al di sotto dei valori limite per tutte le condizioni chimiche indicate.

Si ritiene pertanto di escludere tale condizione di esposizione per le strutture in calcestruzzo.

Definizioni caratteristiche minime calcestruzzo

Per gli elementi finora definiti si definiscono quindi le caratteristiche minime del calcestruzzo coerentemente con la classe di esposizione scelta.

Le caratteristiche minime sono riportate nel prospetto F.1 contenuto in UNI EN 206-1 e che viene riproposto i seguito:

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[a)]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b)]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le perscrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Prospetto F.1. – estratto UNI EN 206-1

Per tutti gli elementi strutturali è risultato che la classe di esposizione peggiorativa è quella XS1 da cui si ricaveranno quindi i valori delle caratteristiche minime del materiale.

Definizioni classe strutturale e copriferro minimo

Si definisce inoltre la classe strutturale da cui sarà definito il valore minimo di copriferro da utilizzare negli elementi strutturali. La classe strutturale di partenza per gli elementi strutturali è la S4 che potrà essere poi modificata secondo i parametri riassunti nella tabella riportata in seguito:

CRITERIO	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
VITA UTILE DI PROGETTO DI 100 ANNI	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi
CLASSE DI RESISTENZA	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C35/45 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C45/55 Ridurre di 1 classe
ELEMENTO DI FORMA SIMILE AD UNA SOLETTA (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe
É ASSICURATO UN CONTROLLO DI QUALITA' SPECIALE DELLA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe

Parametri per modifica classe strutturale – estratto UNI EN 1992-1-2

	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
CLASSE STRUTTURALE	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10 (10)	10(15)	10(20)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)
S2	10 (10)	10(15)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)
S3	10 (10)	10(20)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)
S4	10 (10)	15(25)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)
S5	15 (15)	20(30)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)
S6	20 (20)	25(35)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)	55(65)

Tabella 2 – Valori minimi del copriferro ($c_{min,dur}$) atti a garantire la durabilità in funzione della classe di esposizione ambientale e della classe strutturale dell'opera (i valori tra parentesi sono relativi alle opere in c.a.p.)

Valori minimi copriferro – estratto UNI EN 1992-1-2

Il valore minimo del copriferro dovrà poi essere aumentato di 10mm per considerare la tolleranza di posa delle barre di armatura.

Di conseguenza i valori minimo di copriferro e di classe per il calcestruzzo degli elementi di progetto vengono riassunti nella tabella di seguito:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE STRUTTURALE	COPRIFERRO NOMINALE C_{nom}	CLASSE MINIMA CLS
Pali di fondazione	XC2 + XS1	S6	55 mm	C32/40
Fondazioni superficiali	XC2 + XS1	S6	55 mm	C32/40
Strutture in elevazione	XC1 + XS1	S6	55 mm	C32/40

3.1.2. Pali di fondazione

NTC - SEZIONE IN C.A.		
ELEMENTO :	**PALI DI FONDAZIONE**	
Caratteristiche dei materiali		
Calcestruzzo		C32/40
coefficiente parziale del materiale	γ_C	1.5
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{CC}	0.85
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40.00 MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32.00 MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00 MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3.03 MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$	
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2{,}12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$	
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2.12 MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3.94 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{CC}\ f_{ck} / \gamma_C$	18.13 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_C$	1.41 MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_c	33346 MPa
classe di esposizione	XS1	
copriferro	8 cm	
Acciaio		B450C
coefficiente parziale del materiale	γ_s	1.15
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450.0 MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540.0 MPa
resistenza di calcolo dell'acciaio (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.3 MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.0 MPa

3.1.3. Travi di fondazione

NTC - SEZIONE IN C.A.		
ELEMENTO :	**TRAVI DI FONDAZIONE**	
Caratteristiche dei materiali		
Calcestruzzo		C32/40
coefficiente parziale del materiale	γ_C	1.5
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{CC}	0.85
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40.00 MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32.00 MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00 MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3.03 MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$	
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2{,}12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$	
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2.12 MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3.94 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{CC}\ f_{ck} / \gamma_C$	18.13 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_C$	1.41 MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_c	33346 MPa
classe di esposizione	XS1	
copriferro	5.5 cm	
Acciaio		B450C
coefficiente parziale del materiale	γ_s	1.15
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450.0 MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540.0 MPa
resistenza di calcolo dell'acciaio (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.3 MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.0 MPa

3.1.4. Elementi in elevazione

NTC - SEZIONE IN C.A.			
ELEMENTO :	**ELEVAZIONE**		
Caratteristiche dei materiali			
Calcestruzzo		C32/40	
coefficiente parziale del materiale	γ_c	1,5	
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85	
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40,00	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32,00	MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40,00	MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3,03	MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0,3\ f_{ck}^{2/3}$		
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2,12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$		
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0,7\ f_{ctm}$	2,12	MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3,94	MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{cc}\ f_{ck} / \gamma_c$	18,13	MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1,41	MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_c	33346	MPa
classe di esposizione	XS1		
copriferro	5 cm		
Acciaio		B450C	
coefficiente parziale del materiale	γ_s	1,15	
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450,0	MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540,0	MPa
resistenza di calcolo dell'acciao (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,3	MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000,0	MPa

3.2. Acciaio per carpenteria metallica

3.2.1. Classe di esecuzione per opere in carpenteria metallica

Viene definita la classe di esecuzione minima per le opere in carpenteria metallica in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1090-2. La definizione della classe di esecuzione delle opere in carpenteria metallica avviene attraverso la definizione di:

- *CLASSE DI IMPORTANZA*

Table B1 - Definition of consequences classes

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	**High** consequence for loss of human life, *or* economic, social or environmental consequences **very great**	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	**Medium** consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences **considerable**	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	**Low** consequence for loss of human life, *and* economic, social or environmental consequences **small or negligible**	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Tabella di definizione classi di importanza (uni en 1990:2002 – Annex B)

- *CATEGORIA DI SERVIZIO*

Categorie	Criteri
SC1	- Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (Esempio: Edifici) - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa attività sismica e in DCL * - Strutture e componenti progettate per le azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S_0)**
SC2	- Strutture e componenti progettate per le azioni fatica secondo la EN 1993. [Esempi: Ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S_1 a S_9)**, strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, dalla folla o dalla rotazione di macchine]. - Strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con media o alta attività sismica ed in DCM* e DCH*

* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità secondo la EN 1998-1.
** Per la classificazione delle azioni a fatica degli apparecchi di sollevamento, vedere EN 1991-3 e EN 13001-1.

Tabella di definizione categorie di servizio (uni 1090-2)

- *CATEGORIE DI PRODUZIONE*

Categorie	Criteri
PC1	- Componenti non saldati realizzati da prodotti di qualsiasi classe di acciaio - Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S355
PC2	- Componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe S355 e maggiore - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere - Componenti prodotti mediante formatura a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione - Componenti di tralicci CHS che richiedono taglio finale del profilo

Tabella di definizione classi di importanza (uni en 1990:2002 – Annex B)

Pertanto si definisce la classe di esecuzione per le opere in carpenteria metallica secondo le classi definite in precedenza:

- classe di importanza CC3
- categoria di servizio SC1
- categoria di produzione PC2

Classi di importanza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC3 a)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 a)	EXC4

a) EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale, come richiesto dalle disposizioni nazionali.

La classe di esecuzione determina i requisiti per le varie attività di esecuzione riportate nella presente norma europea. I requisiti sono riassunti nell'appendice A.3.

OPERA	CLASSE DI ESECUZIONE
CARPENTERIE TERMINAL PARTENZE	EXC3

3.2.2. Strutture in elevazione

Le strutture in carpenteria metallica verranno realizzate utilizzando un acciaio tipo **S355.**

Nei calcoli si considerano i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
UNI EN 10025-2	t < 40mm		40mm < t < 80mm	
	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]
S 355	355	510	335	470
S 275	275	430	255	410
S 235	235	360	215	360

3.2.3. Elementi di collegamento

Nella realizzazione del progetto viene utilizzata la seguente bulloneria per collegamenti e tirafondi:

- **Classe 8.8 EN 15048** (serraggio non controllato):

Elemento	Riferimento
Viti	ISO 4014 oppure ISO 4017 (ex UNI 5737 e 5739)
Dadi	ISO 4032 (ex UNI 5588)
Rosette	ISO 6091 (ex UNI 6592)

Per le verifiche agli stati limite si assumono i seguenti valori di resistenza:

Classe della vite	Stato di tensione				
	$f_t[N/mm^2]$	$f_y[N/mm^2]$	$f_{k,N}[N/mm^2]$	$f_{d,N}[N/mm^2]$	$f_{d,V}[N/mm^2]$
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0{,}7f_t$ e $f_t = f_y$ essendo $f_t$ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N}/\sqrt{2}$ resistenza di calcolo a taglio

3.3. Legno

3.3.1. Classe di servizio per le strutture lignee

Le strutture lignee (o le sue parti) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II. Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali:

Tab. 4.4.II - *Classi di servizio*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

NTC2018 Tab 4.4.II – classi di servizio per strutture lignee

Nel caso in esame si farà riferimento alla **classe di servizio 2**, in quanto le strutture sono poste all'esterno, ma protette, almeno parzialmente dalle intemperie e dall'irraggiamento solare diretto.

3.3.2. Tavolato

Il tavolato è realizzato in legno massiccio **C24**.

NTC - SEZIONE IN LEGNO				
ELEMENTO :	**TAVOLATO**			
Caratteristiche dei materiali				
Legno			C24	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$		24	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$		14.5	MPa
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$		0.4	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$		21.0	MPa
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$		2.5	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$		4.0	MPa
resistenza al taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$	-		MPa
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$		11000	MPa
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$		7400	MPa
Modulo di elasticità ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$		370	MPa
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$	-		MPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$		690	MPa
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$	-		MPa
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$	-		MPa
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$	-		MPa
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$		350	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$		420	kg/m^3

3.3.3. Travi di copertura e tavolato

Le strutture in legno della copertura verranno realizzate utilizzano un legno lamellare **GL28h**.

NTC - SEZIONE IN LEGNO LAMELLARE			
ELEMENTO :	**COPERTURA**		
Caratteristiche dei materiali			
Legno lamellare		GL28h	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	28	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$	22.3	MPa
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$	0.5	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$	28.0	MPa
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$	2.5	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	3.5	MPa
resistenza al taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$	1.2	MPa
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$	12600	MPa
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$	10500	MPa
Modulo di elasticità ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$	300	MPa
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$	250	MPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	650	MPa
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$	540	MPa
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$	65	MPa
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$	54	MPa
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$	460	kg/m^3

4. IPOTESI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo vengono definiti i parametri della struttura relativamente alla destinazione d'uso della stessa.

4.1. Vita nominale di progetto

Il tipo di costruzione rientra nella tipologia *"3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati"* in accordo alla Tab. 2.4.I delle NTC'18. A questa tipologia di costruzioni viene assegnato un valore minimo di vita nominale pari a 100 anni.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale* V_N *di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

4.2. Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, alla costruzione viene data una "*Classe d'uso IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*".

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

A cui viene associato un coefficiente d'uso $C_U = 2$ in accordo alla Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica viene determinato in accordo al §2.4.3 come prodotto tra il parametro vita nominale V_N e il coefficiente d'uso C_U.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2 = 200\ anni$$

4.4. Limiti di deformazione verticale

Per la struttura della pensilina Air-side si fa riferimento ad i limiti di deformazione imposti dalla normativa vigente NTC2018.

Per le azioni statiche si considerano i limiti indicati al capitolo §4.2.4.2.2.

Tab. 4.2.XII - *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tab. 4.2.XIII - *Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

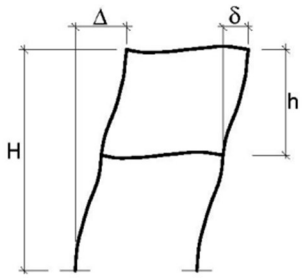


Fig. 4.2.4 - *Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio*

Nello specifico si considereranno i limiti definiti per le coperture in generale di L/200 per le deformazioni verticali in combinazione RARA mentre il limite di L/250 per le deformazioni verticali dovute ai soli carichi accidentali.

4.5. Resistenze di progetto per strutture in legno

Per il calcolo delle resistenze di progetto dei materiali si seguono le prescrizioni del cap.4 delle NTC18:

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M} \qquad [4.4.1]$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel paragrafo 11.7;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Valore resistenze di progetto legno

Tab. 4.4.III - *Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali*

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Valore coefficiente parziale di sicurezza γ_M

Per le verifiche agli stati limite SLU ultimo sarà quindi da considerare un valore di resistenza opportunamente ridotto attraverso il coefficiente K_{mod} (dipendente dalla classe di servizio dell'elemento e dalla classe di durata del carico).

Per le verifiche agli stati limite di esercizio invece, per tenere conto del particolare comportamento reologico del legno, la deformabilità degli elementi (soprattutto a lungo termine) verrà calcolata utilizzando valori medi dei moduli elastici ridotti mediante in fattore $1/(1+K_{def})$.

I valori di tali coefficienti sono ricavati dalla normativa riassunti nelle tabelle riportate in seguito:

Tab. 4.4.V -*Valori di* k_{def} *per legno e prodotti strutturali a base di legno*

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080		0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279		0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015		0,80	-	-
			0,80	1,00	-
			0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2::2005	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Valore coefficiente K_{def} (per verifiche SLE)

Tab. 4.4.IV -*Valori di* k_{mod} *per legno e prodotti strutturali a base di legno*

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3 – OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.
(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Valore coefficiente K_{mod} (per verifiche SLU)

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Carichi permanenti

5.1.1. Pesi permanenti strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi modellati è determinato in automatico dal software di calcolo utilizzando le caratteristiche del materiale.

Il peso di tutti gli elementi strutturali non modellati viene applicato come carico esterno linearmente distribuito o superficiale a seconda dei criteri di modellazione.

In particolare si considera:

- Tavolato sp.25mm 0.15 kN/m^2

5.1.2. Pesi permanenti non strutturali

Tutti gli elementi che non svolgono una funzione strutturale, ma che rappresentano solo un peso per le strutture portanti, vengono applicati mediante carichi esterni puntuali, distribuiti o superficiali sugli elementi modellati.

In particolare si considera:

- Lamiera grecata 0.10 kN/m^2
- Doppia guaina bituminosa 0.07 kN/m^2
- Pannello OSB sp. 19 mm 0.10 kN/m^2
- Lana di roccia, media densità, sp. 8 cm 0.04 kN/m^2
- Lana di roccia, alta densità, sp. 4 cm 0.06 kN/m^2
- Pannello OSB sp. 19 mm 0.10 kN/m^2
- Impianti appesi 0.15 kN/m^2
- Pannello fonoassorbente 0.03 kN/m^2

Totale carichi permanenti non strutturali: 0.65 kN/m^2

- Fotovoltaico (**per i soli corpi AS**) 0.15 kN/m^2

- Facciate (comprensiva sottostruttura) 1.00 kN/m^2

5.2. Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, sono legati alla destinazione d'uso dell'opera o di porzioni di essa e sono riportati in normativa alla Tab. 3.1.II.

In particolare si considera:

- Sola manutenzione (Cat.H) 0.50 kN/m^2

Tale carico risulta inferiore al carico da neve (vedi paragrafo successivo) e, non essendo ad esso concomitante, non risulta dimensionante.

5.3. Azioni variabili ambientali

Nel presente capitolo si determinano le azioni variabili legate agli effetti ambientali sulla struttura ed in particolare: neve, vento e temperatura.

5.3.1. Azione della neve

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,39 $[1+(a_s/728)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,35 $[1+(a_s/602)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	q_{sk} = 1,00 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,85 $[1+(a_s/481)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
◉	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	q_{sk} = 0,60 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,51 $[1+(a_s/481^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m

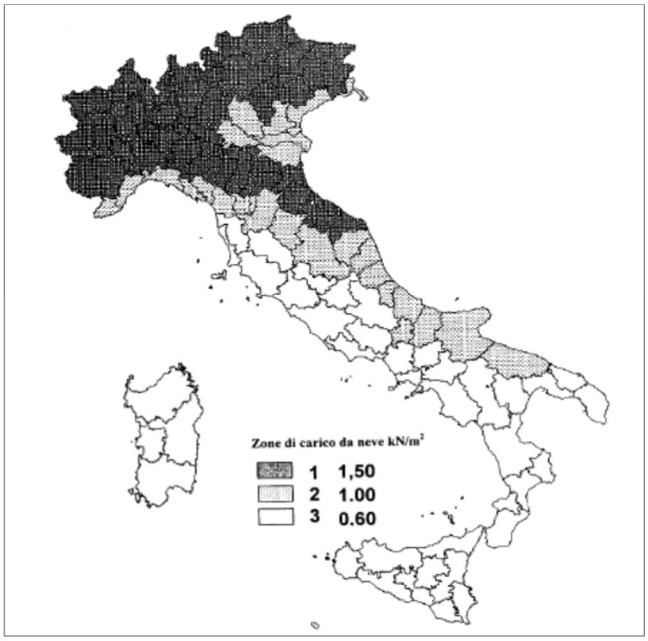
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i . q_{sk} . C_E . C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	14
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente
tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

q_{s50} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
Tempo di ritorno [anni]	100
q_{sn} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.68

Dato il tipo di costruzione appartenente alla categoria "*3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati*" secondo la tabella 2.4.I delle NTC'18, si ha una vita nominale minima di progetto $V_N = 100$ anni ed è perciò stato assunto un valore di riferimento del carico neve al suolo in accordo al C3.4.2 della Circolare Applicativa.

Per quanto riguarda il coefficiente di forma si assume (per α<30°)

Tab. 3.4.II – *Valori del coefficiente di forma*

Coefficiente di forma	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

5.3.2. Azione del vento

In questo paragrafo si definiscono i parametri e l'andamento della pressione del vento al netto dei coefficienti aerodinamici che verranno di volta in volta espressi in funzione della forma della struttura analizzata.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			14
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m			
v_b (T_R = 50 [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			28.059

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b\, c_e\, c_p\, c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/mc)

q_b [N/mq]	492.08

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

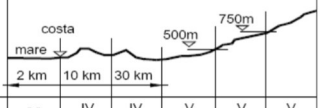
Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5

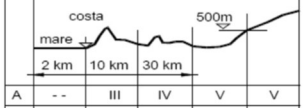


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

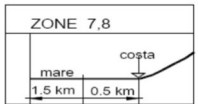
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

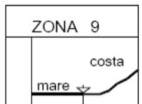
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

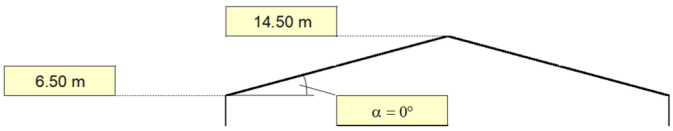
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	14

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\, [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \ge z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

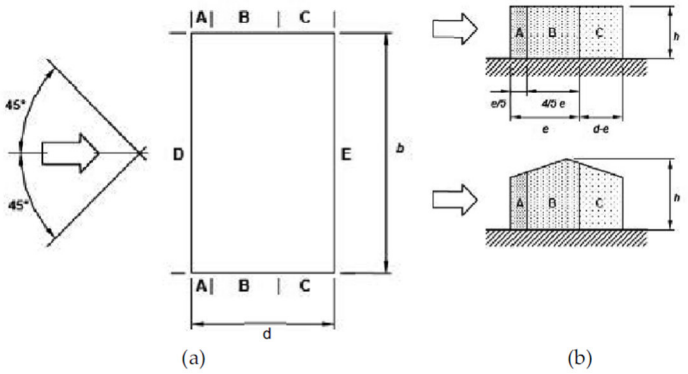
z [m]	c_e
z ≤ 4	1.801
z = 6.5	2.085
z = 14.5	2.593



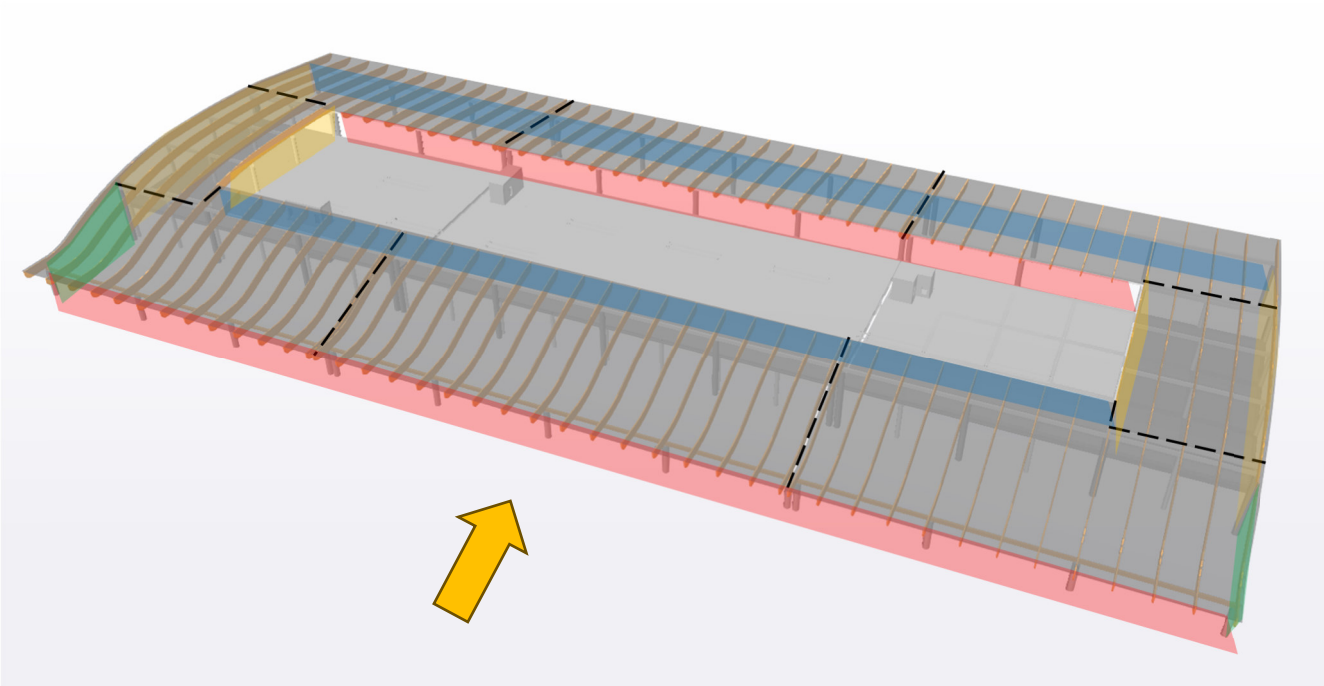
La pressione esercitata dal vento viene presa in considerazione applicando i coefficienti di pressione esterna e interna così come determinati secondo Circolare Applicativa del DM2018.

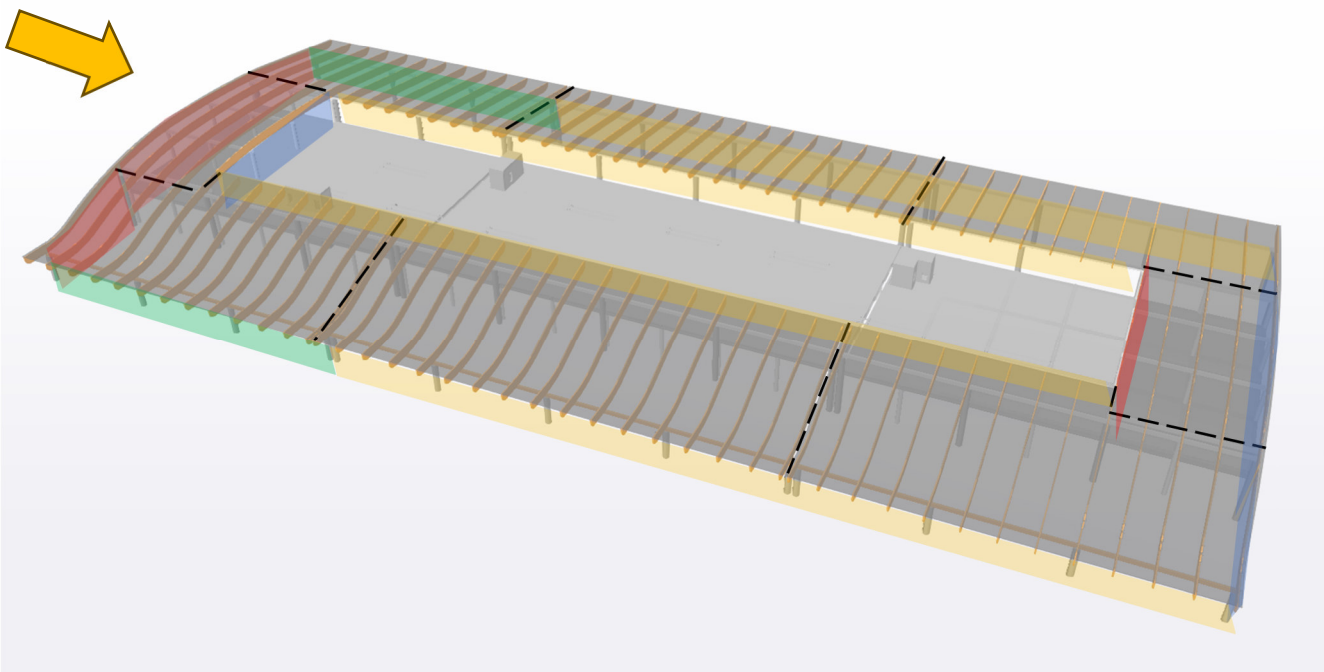
Si ha dunque:

- <u>Pareti Verticali</u>



Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	





- <u>Vento perpendicolare al colmo</u>

- *Coperture a falda singola*

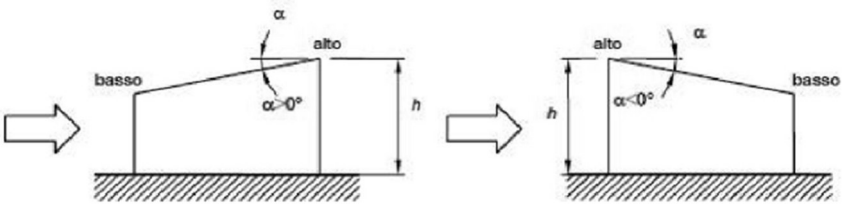


Figura C3.3.7 - *Schema di riferimento per coperture a semplice falda*

Tabella C3.3.V - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento perpendicolare alla direzione del colmo.*

Valori negativi		Valori positivi	
α≤-60°	$c_{pe} = -0{,}5$		
-60°≤α≤-15°	$c_{pe} = -0{,}5 - (\alpha+60)/90$	0°≤α≤45°	$c_{pe} = +\alpha/75$ →0.15
-15°≤α≤30°	$c_{pe} = -1{,}0 + (\alpha+15)/75$ →-0.65	45°≤α≤75°	$c_{pe} = +0{,}6 + (\alpha-45)/150$
30°≤α≤45°	$c_{pe} = -0{,}4 + (\alpha-30)/37{,}5$		

- *Coperture a falda doppia falda Sopravento: (come per falda singola - valori positivi)*

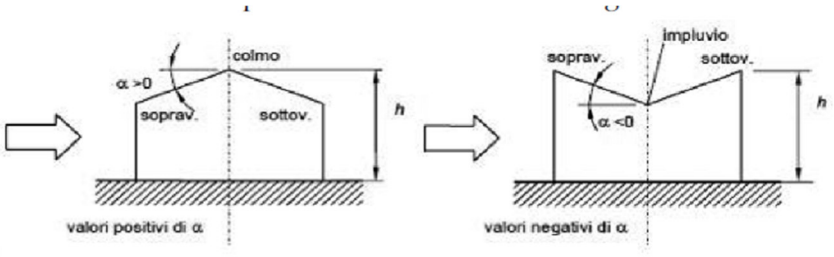
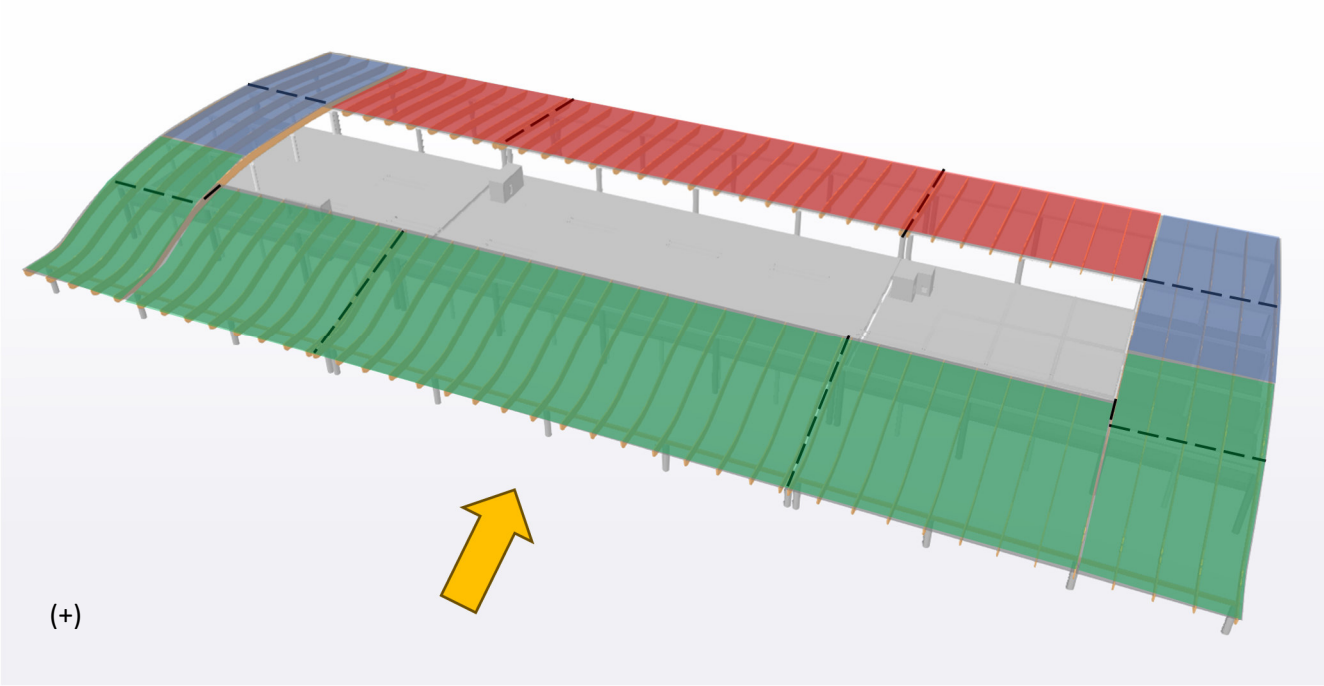


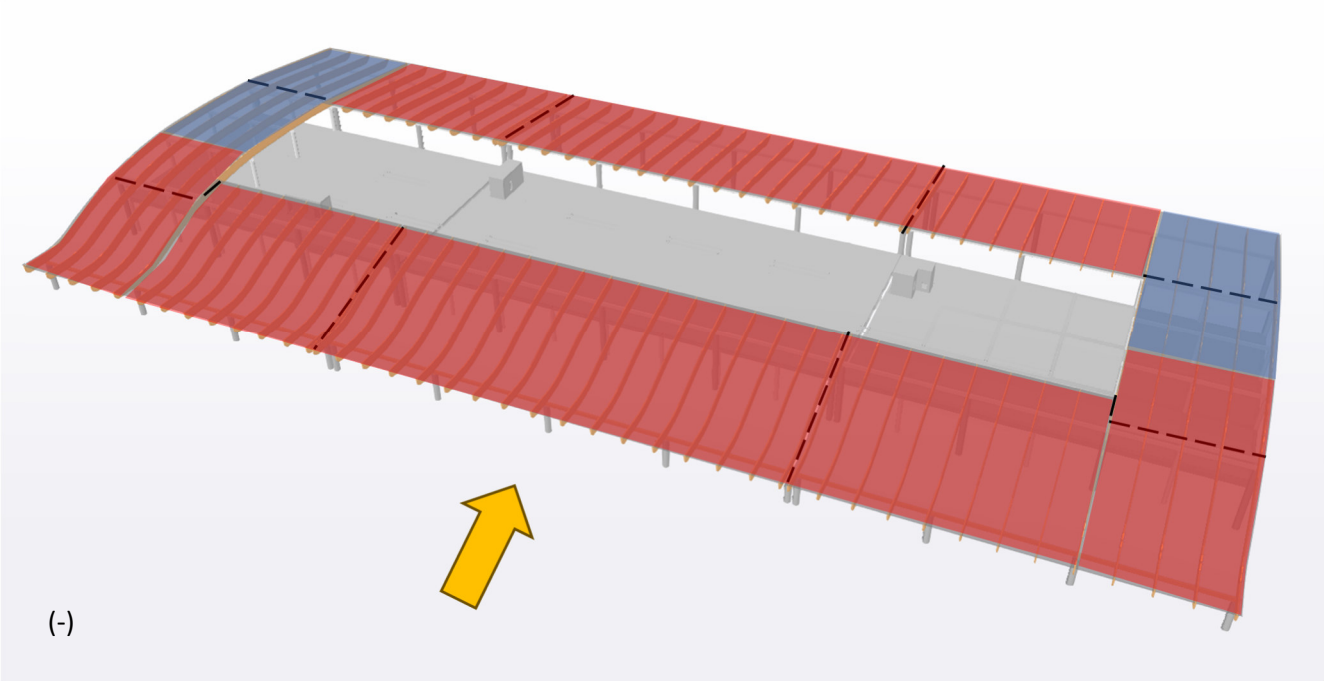
Figura C3.3.11 - *Schema di riferimento per coperture a falda doppia*

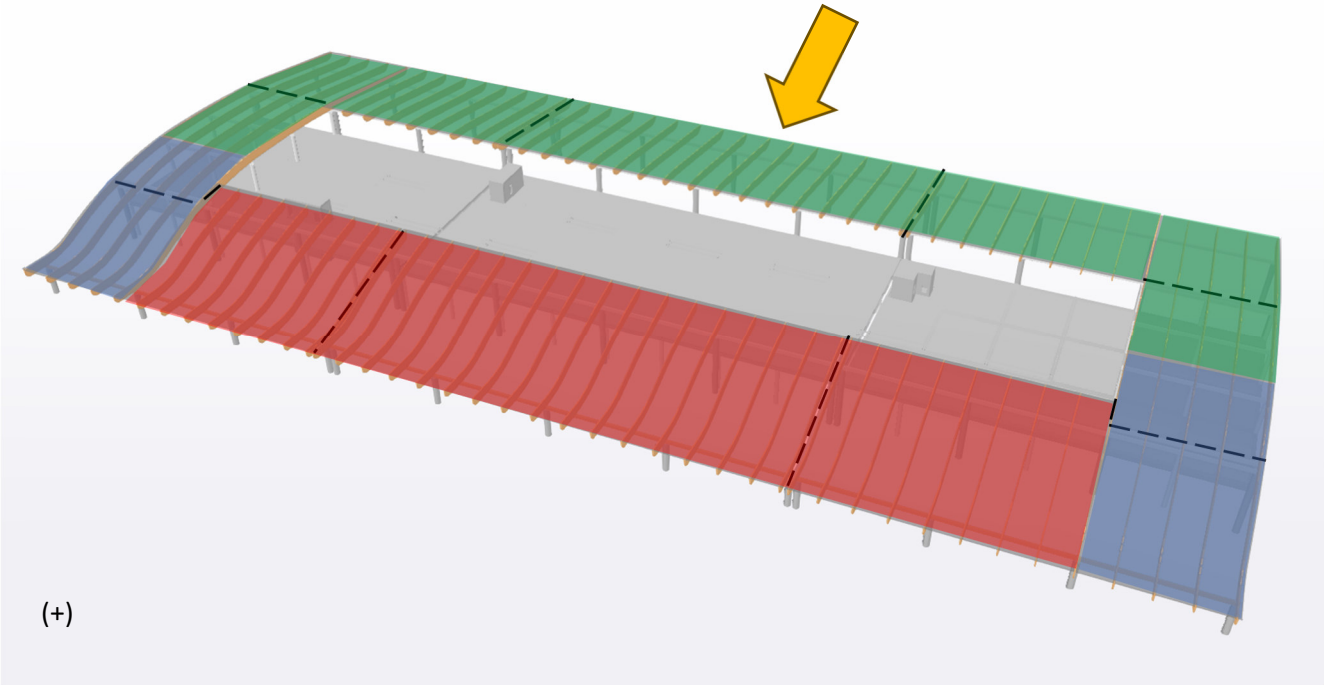
- *Coperture a falda doppia falda Sottovento*

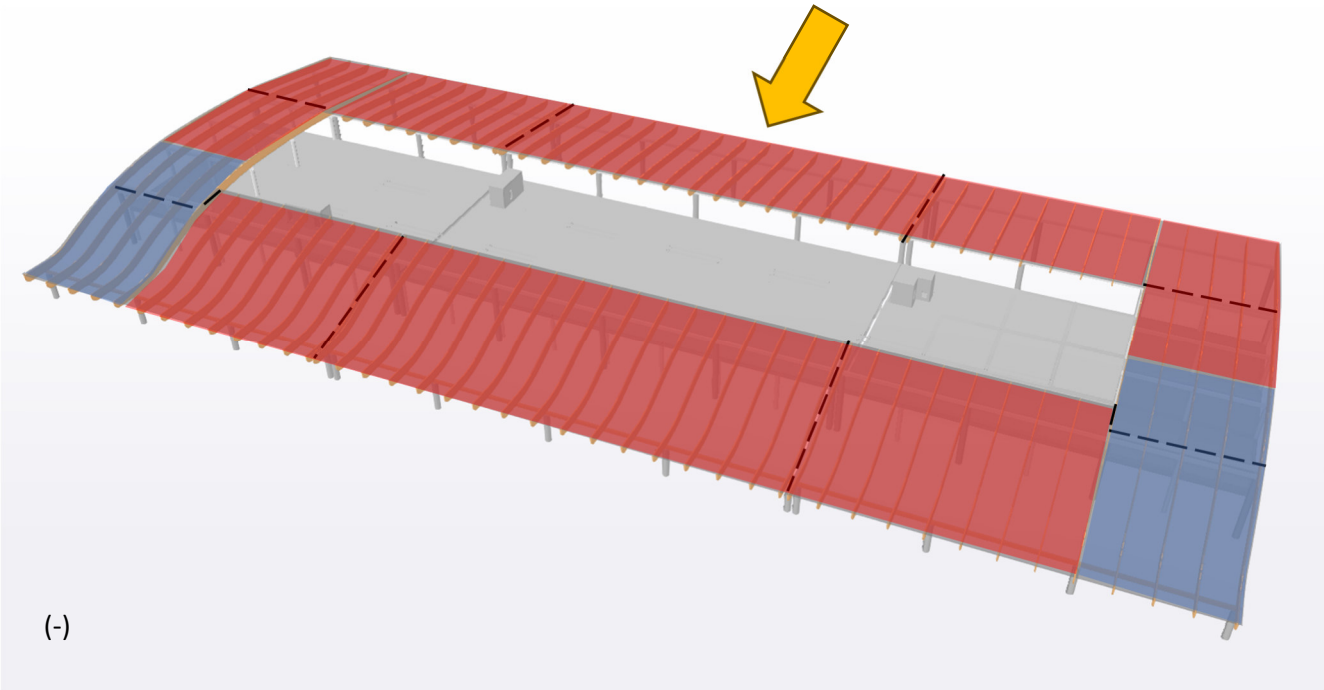
Tabella C3.3.IX - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in °): vento in direzione parallela al colmo.*

$-75° \le \alpha \le -15°$	$c_{pe} = -0{,}85 + (\alpha+60)/180$
$-15° \le \alpha \le 15°$	$c_{pe} = -0{,}6$
$15° \le \alpha \le 45°$	$c_{pe} = -0{,}6 + (\alpha-15)/100$
$45° \le \alpha$	$c_{pe} = -0{,}3$









- <u>Vento parallelo al colmo - Coperture a falda singola</u>

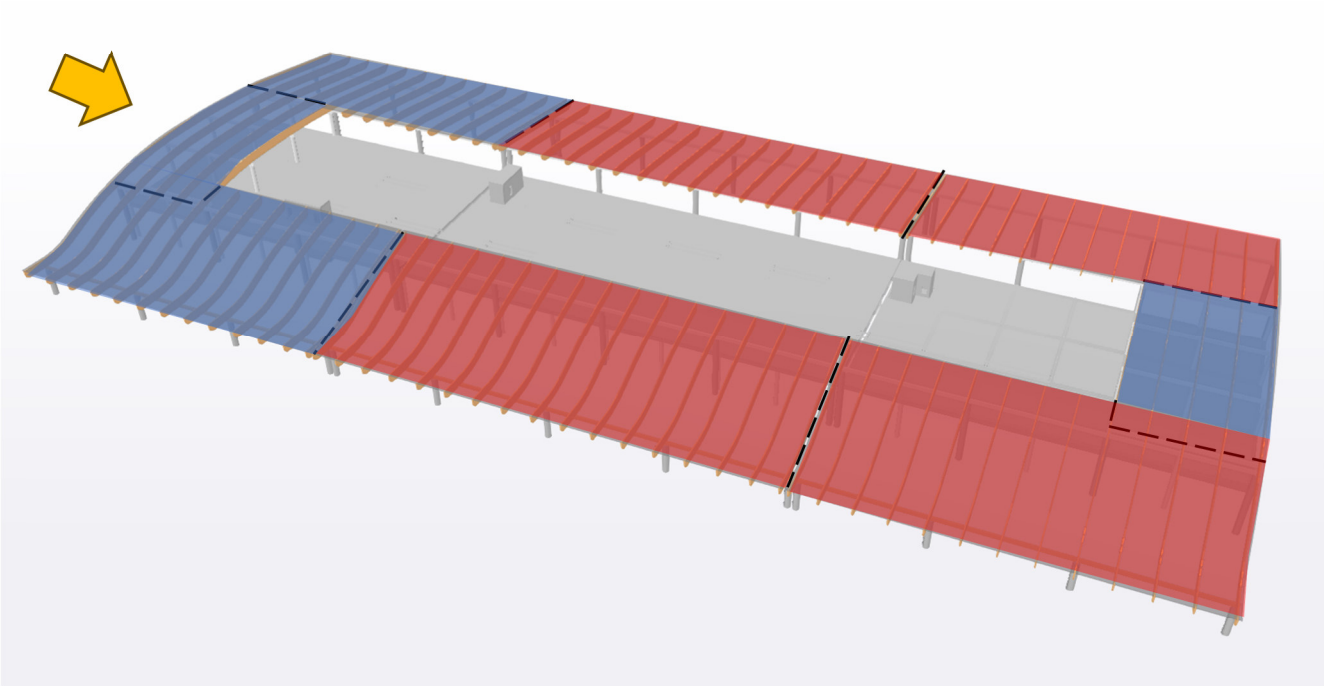
Tabella C3.3.VI - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento parallelo alla direzione del colmo.*

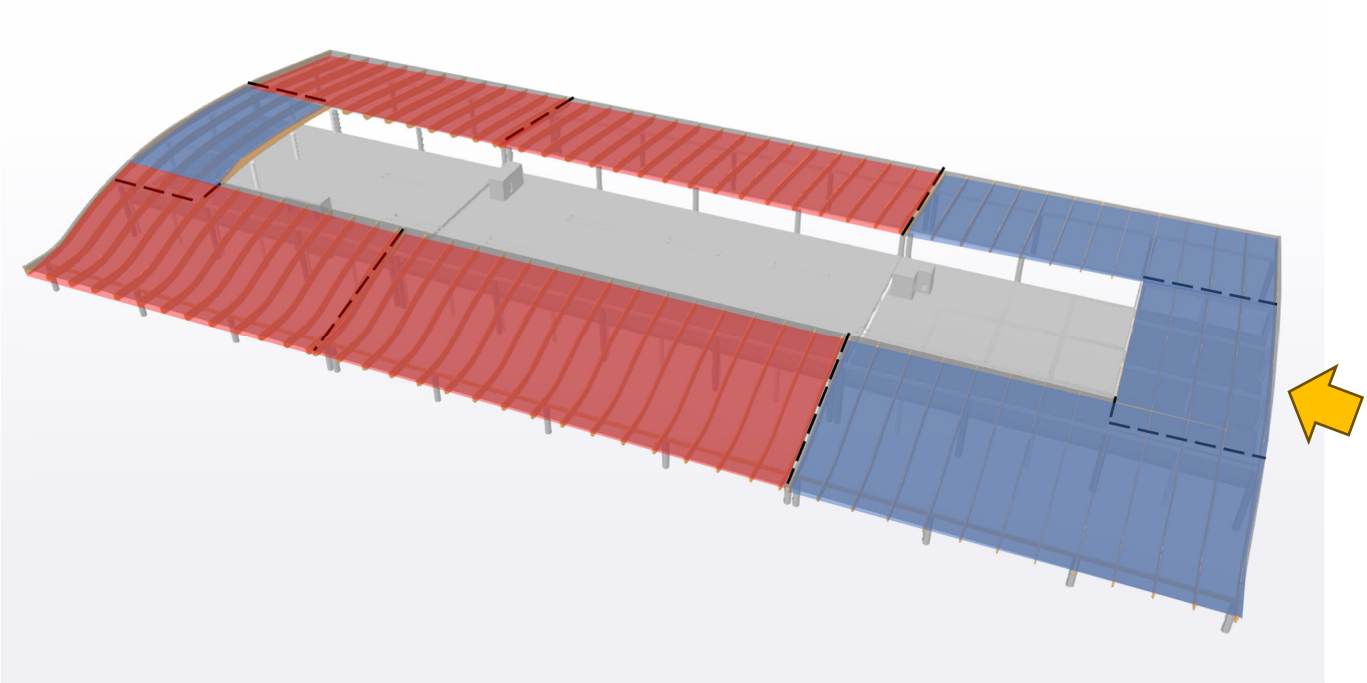
Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$0° \le \alpha \le 15°$ $15° < \alpha$	$c_{pe,A} = -0{,}8 - \alpha/50$ →-1.02 $c_{pe,A} = -1{,}10$
Restanti zone	$0° \le \alpha \le 15°$ $15° \le \alpha \le 45°$ $45° \le \alpha$	$c_{pe,B} = -0{,}2 - \alpha/30$ →-0.56 $c_{pe,B} = -0{,}7 - (\alpha - 15)/150$ $c_{pe,B} = -0{,}9 + (\alpha - 45)/75$

- <u>Vento parallelo al colmo - Coperture a falda doppia</u>

Tabella C3.3.X - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in °): vento in direzione parallela al colmo.*

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$\alpha \leq -30°$	$c_{pe,A} = -1{,}0$
	$-30° \leq \alpha \leq 0°$	$c_{pe,A} = -0{,}8 + \alpha/150$
	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$c_{pe,A} = -0{,}8 - \alpha/150$ → -0.9
	$30° \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1{,}0$
Restanti zone:	$-45° \leq \alpha \leq -30°$	$c_{pe,B} = -0{,}9$
	$-30° \leq \alpha \leq 10°$	$c_{pe,B} = -0{,}9 + (\alpha+30)/100$
	$10° \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0{,}5$





- <u>Pressioni interne</u>

C_{pi}= +0.2; -0.3

- <u>Azione tangenziale</u>

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f	
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01	
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02	parallelo alle greche di copertura
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04	perpendicolare alle greche di copertura

5.4. Azione sismica

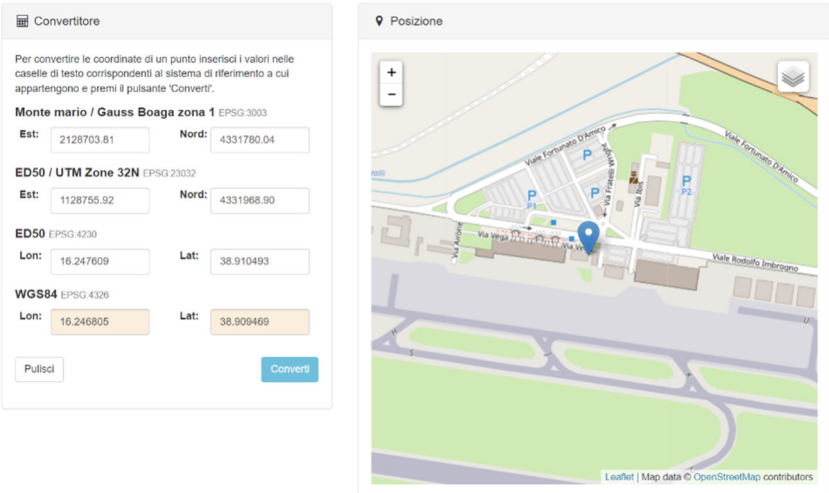
Nel presente capitolo si andranno a determinare gli spettri di progetto utilizzati per la verifica degli elementi strutturali.

5.4.1. Azione del sisma

Per l'opera in oggetto si è assunto di considerare una classe d'uso IV in quanto considerato edificio strategico. Si riportano nel seguito le caratteristiche legate al sito utilizzate per produrre l'azione sismica di progetto.

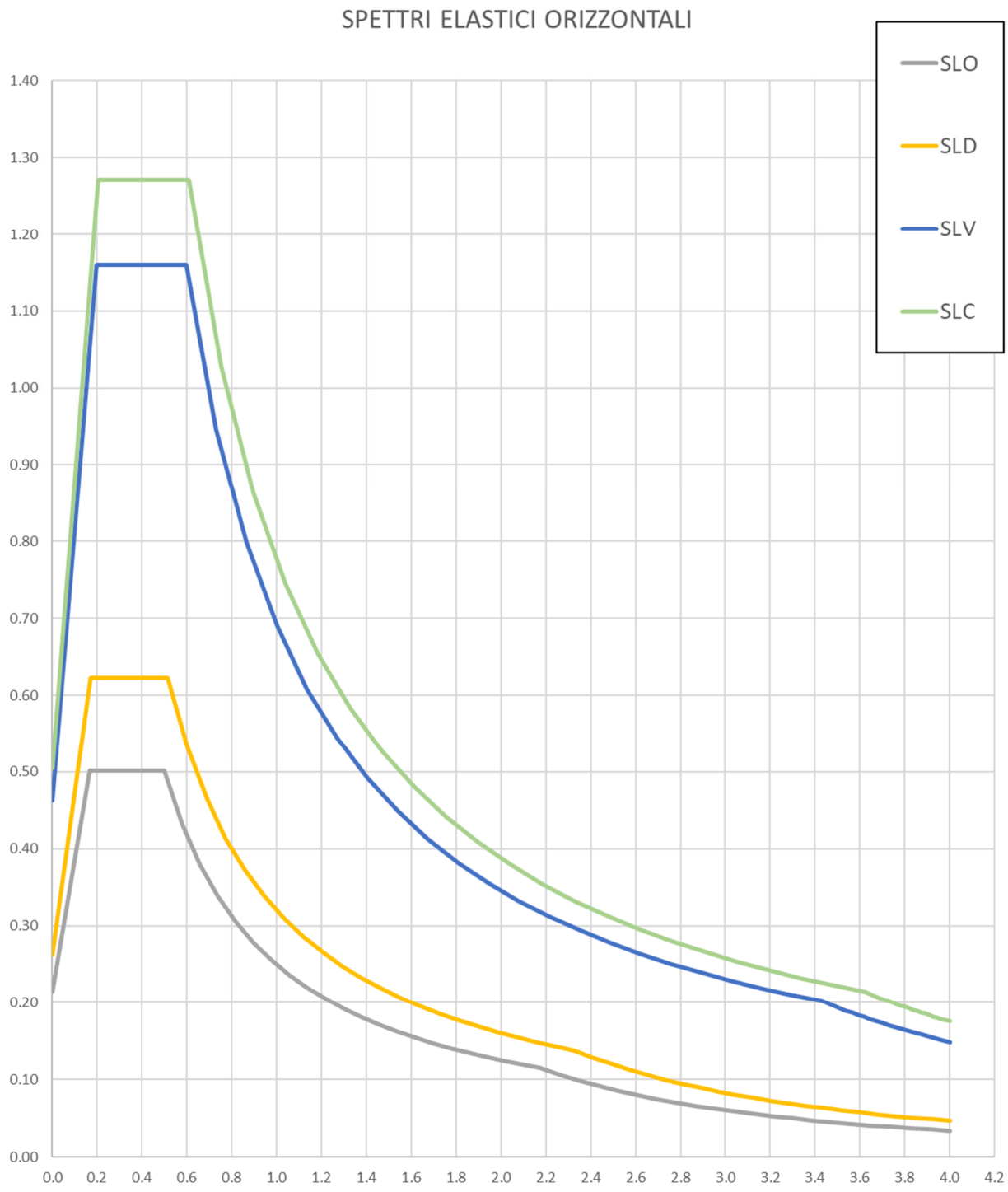
Tipo di costruzione *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	3 – Costruzioni con livelli di prestazione elevati
Vita nominale *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	$V_N = 100$ anni
Classe d'uso *[§2.4.2 NTC'18]*	IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti
Coefficiente d'uso *[Tab. 2.4.II NTC'18]*	$C_u = 2$
Periodo di riferimento *[§2.4.3 NTC'18]*	$V_R = V_N \cdot C_u = 200$ anni
Categoria di suolo *[Tab.3.2.II NTC'18]*	C
Categoria topografica *[Tab. 3.2.III NTC'18]*	T1

Le coordinate del sito preso come riferimento per la determinazione dei parametri dell'azione sismica sono di seguito riportate.



ED50	
Longitudine [°]	Latitudine [°]
16,247609	38,910493

Si riportano di seguito gli spettri elastici secondo NTC'18 in un unico grafico di confronto. Tali spettri saranno utilizzati nel seguito per la determinazione delle accelerazioni corrispondenti ai vari periodi di vibrazione delle strutture.



Gli spettri qui riportati sono spettri elastici, con fattore di comportamento unitario, nel seguito verranno riportati gli spettri di progetto con le necessarie ipotesi sul fattore di comportamento utilizzato.

5.4.2. Verifica di regolarità in pianta

Le condizioni di verifica della regolarità in pianta vengono riassunte nella seguente tabella che rispetta le indicazioni previste al 7.2.1 delle NTC'18.

REGOLARITA' IN PIANTA		**NO**
a)	La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;	NO
b)	Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;	SI
c)	Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.	SI

5.4.3. Verifica di regolarità in elevazione

Le condizioni di verifica della regolarità in elevazione vengono riassunte nella seguente tabella che rispetta le indicazioni previste al 7.2.1 delle NTC'18.

REGOLARITA' IN ELEVAZIONE		**SI**
d)	Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;	SI
e)	Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;	SI
f)	Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	SI
g)	Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	SI

5.4.4. Classe di duttilità

Le Norme Tecniche definiscono due tipi di comportamento per le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi:

a) Comportamento strutturale **non dissipativo**;

b) Comportamento strutturale **dissipativo**.

Per **comportamento strutturale non dissipativo**, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Per **comportamento strutturale dissipativo**, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q, si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttilità (CD):

- Classe di Duttilità Alta (CD "A"), ad elevata capacità dissipativa;

- Classe di Duttilità Media (CD "B"), a media capacità dissipativa.

La struttura in esame è stata progettata con **comportamento strutturale dissipativo CD A.**

5.4.5. Tipologia strutturale

La struttura è stata classificata, in accordo al 7.5.2.1 delle NTC'18, come:

d) **Struttura a mensola o a pendolo inverso**: in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base.

5.4.6. Fattore di comportamento

Il valore del fattore di comportamento di una struttura a comportamento non dissipativo dipende dalla tipologia strutturale e viene definito al capitolo 7.3.1 della norma. La stessa norma fissa il valore limite superiore del fattore di comportamento:

$$q_{\lim} = q_0 \cdot K_R$$

Il valore del q_0 si ricava dalla Tab. 7.3.II

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	5,0 α_u/α_1	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva Strutture con controventi concentrici a V	4,0 2,5	4,0 2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_u/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_u/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5

Il valore di $K_R = 1$ si assume per le strutture regolari in elevazione.

Utilizzando i parametri sopra definiti si ricava il valore limite:

$$q_{lim} = 2$$

In accordo alla Tab. 7.3.I sotto riportata, si determinano i fattori di comportamento per i vari Stati Limite considerati, utili per la determinazione dei relativi Spettri di progetto.

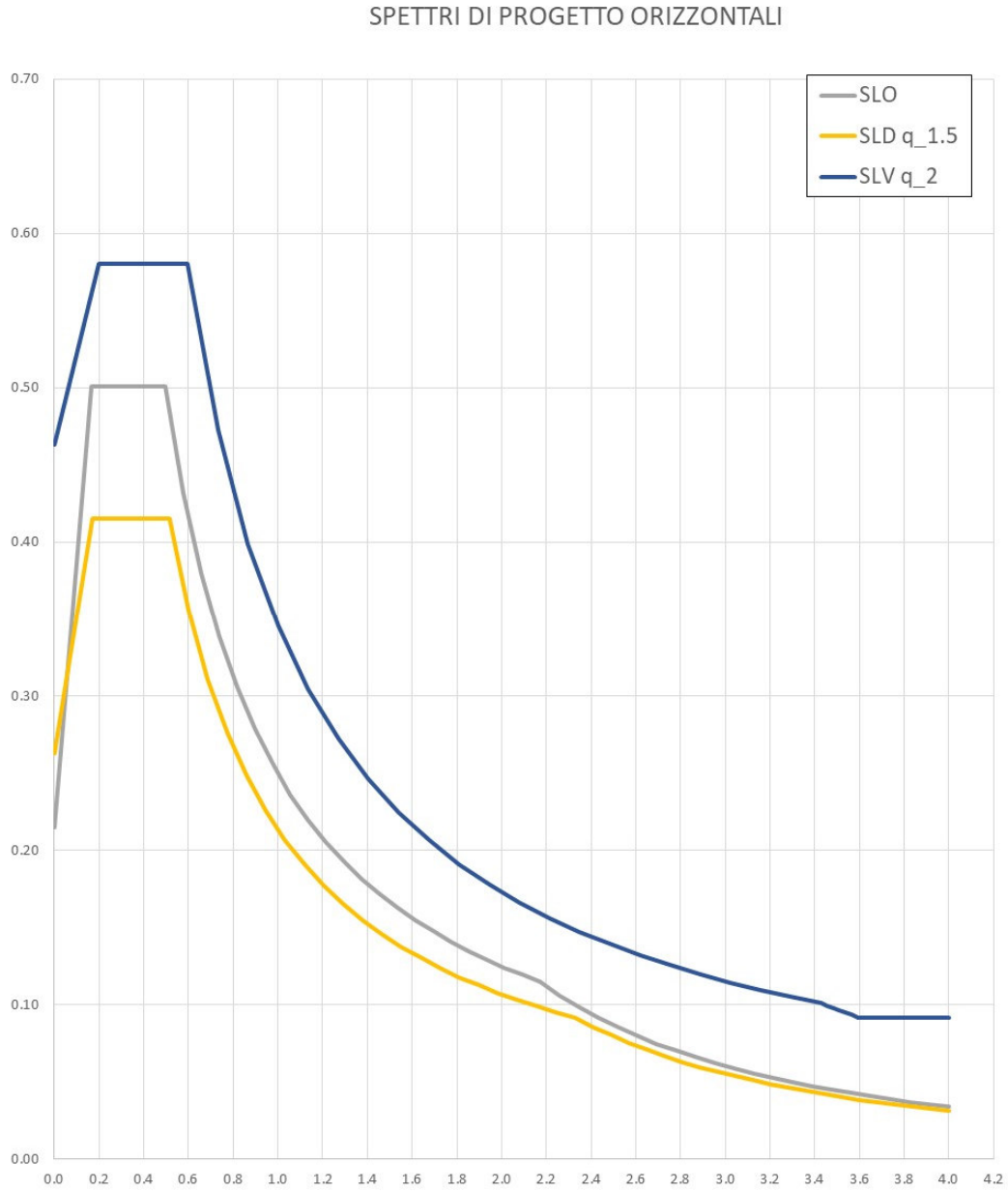
Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

STATI LIMITE		FATTORE DI COMPORTAMENTO
SLE	SLO	1
	SLD	1.50
SLU	SLV	2.00
	SLC	-

5.4.7. Spettri di progetto orizzontali

Si riporta di seguito il grafico degli spettri di progetto ricavati applicando i fattori di comportamento come precedentemente descritti.



5.5. Combinazioni delle azioni

Le combinazioni fondamentali delle azioni che verranno applicate nelle verifiche agli stati limite, così come descritte al §2.5.3 NTC'18, vengono qui riportate.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

dove:

G1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali
G2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
Qk1 = valore caratteristico dell'azione variabile considerata come dominante
Qki = valore caratteristico dell'azione variabile che può agire contemporaneamente a quella dominante.

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere, salvo quanto diversamente espresso dalla norma in casi particolari, sono espressi nella Tab.2.6.I e di seguito riportati:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

con:

EQU è lo stato limite di equilibrio come corpo rigido;
A1 STR è lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
A2 GEO è lo stato limite di resistenza del terreno.

I valori dei coefficienti di combinazioni delle azioni variabili per edifici civili ed industriali correnti sono riportati nella Tab.2.5.I:

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6. DESCRIZIONE DEL MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO

6.1. Software di calcolo

Il software di calcolo utilizzato per l'analisi della struttura è **Straus7** prodotto dalla Strand7 Pty Ltd. con licenza intestata a INCIDE Engineering s.r.l.

6.2. Interazione terreno-struttura

Per lo studio dell'interazione tra il terreno e le strutture in elevazione si son creati dei differenti modelli per riuscire a cogliere al meglio i diversi comportamenti dei corpi indipendenti e allo stesso tempo studiare il comportamento globale delle fondazioni. Tali modelli si possono riassumere come segue:

- un modello globale delle fondazioni;
- n. 9 modelli delle strutture in elevazione, uno per ogni tipologia di corpi di fabbrica indipendenti.

I modelli delle strutture in elevazione sono generati impostando dei vincoli cedevoli alla base dei pilastri, tali vincoli sono delle molle (3 traslazionali e 3 rotazionali) che sono state tarate a partire dal plinto tipologico soggetto a forze unitarie e modellato con elementi plate per quanto riguarda la piastra ed elementi beam per discretizzare il contributo dei pali. Tale semplificazione, resa necessaria dalla dimensione del modello, permette di studiare nel dettaglio il comportamento di un singolo plinto e riportare poi al modello delle elevazioni le molle con rigidezza opportunamente tarata.

Sui vari modelli delle strutture in elevazione vengono quindi ricavate le reazioni alla base per assegnarle nel modello globale delle fondazioni e poterne studiare il comportamento dei pali e dei plinti stessi.

In conclusione i modelli trattati all'interno della presente relazione avranno vincoli cedevoli alla base dei pilastri.

6.3. Ipotesi di calcolo

I corpi costituenti il terminal sono stati modellati in modo indipendente. Sono stati realizzati 6 modelli:

- AS1: Corpo Air-Side lunghezza 60 metri;
- AS2: Corpo Air-Side lunghezza 80 metri;
- AS3: Corpo Air-Side lunghezza 60 metri;
- LS1: Corpo Land-Side lunghezza 60 metri;
- LS2: Corpo Land-Side lunghezza 80 metri;
- LS3: Corpo Land-Side lunghezza 60 metri;

In ogni modello l'impalcato di copertura è stato modellato nelle sue componenti colonne, traversi, travi principali e arcarecci con elementi FEM monodimensionali "beam", i controventi di falda con elementi monodimensionali "truss", mentre il piano del tavolato con degli elementi bidimensionali "plate" a solo comportamento membranale per fornire l'effetto diaframma di piano.

Per l'applicazione dei carichi alla struttura sono stati usati elementi "load patch" in grado di distribuire sulle travi i carichi del pacchetto di copertura e delle pareti.

Le facciate sono state modellate in modo da trasmettere solo carichi orizzontali alla struttura compatibilmente con uno schema statico a biella dei montanti di facciata (con controventi nel piano di facciata).

NOTA: L'impalcato di copertura, per quanto non si discosti di molto, non rispetta le condizioni minime previste dalla normativa per essere considerato un impalcato infinitamente rigido. Sarebbe altresì sbagliato trascurare la sua rigidezza nel piano della falda. Poiché il tavolato di copertura è incluso nel modello, esso fornisce (secondo la sua rigidezza) l'effetto diaframma/irrigidimento di piano. Anche i controventi modellati contribuiscono a tale effetto.

6.4. Geometria dei modelli

Si riportano di seguito alcune immagini dei modelli di calcolo utilizzati:

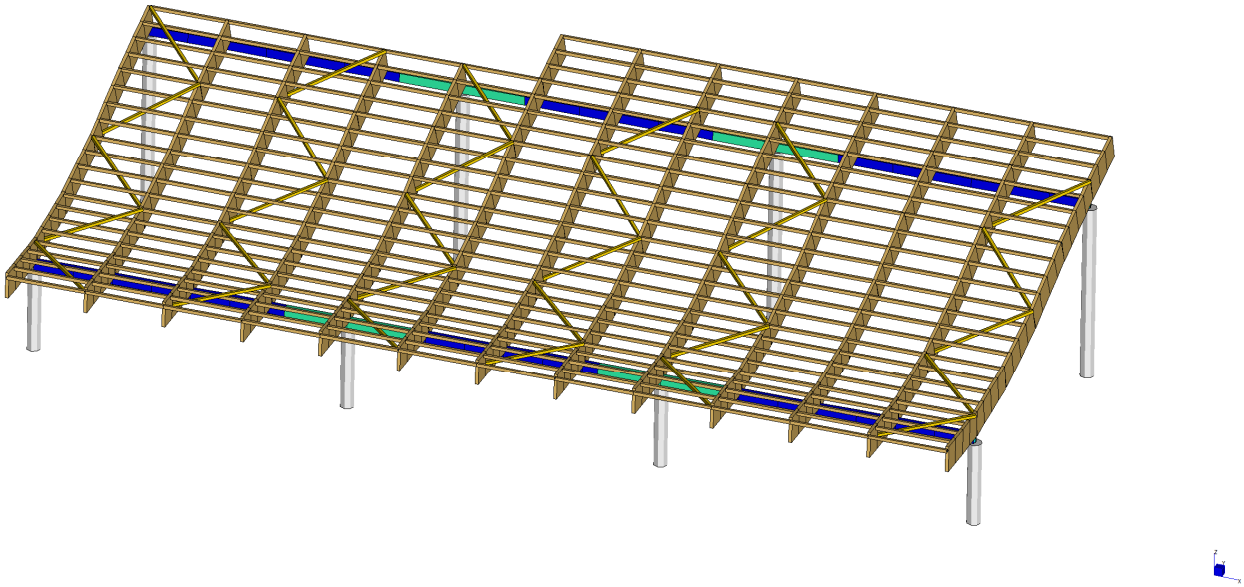


Figura 3 – Vista generale Modello FEM – AS1

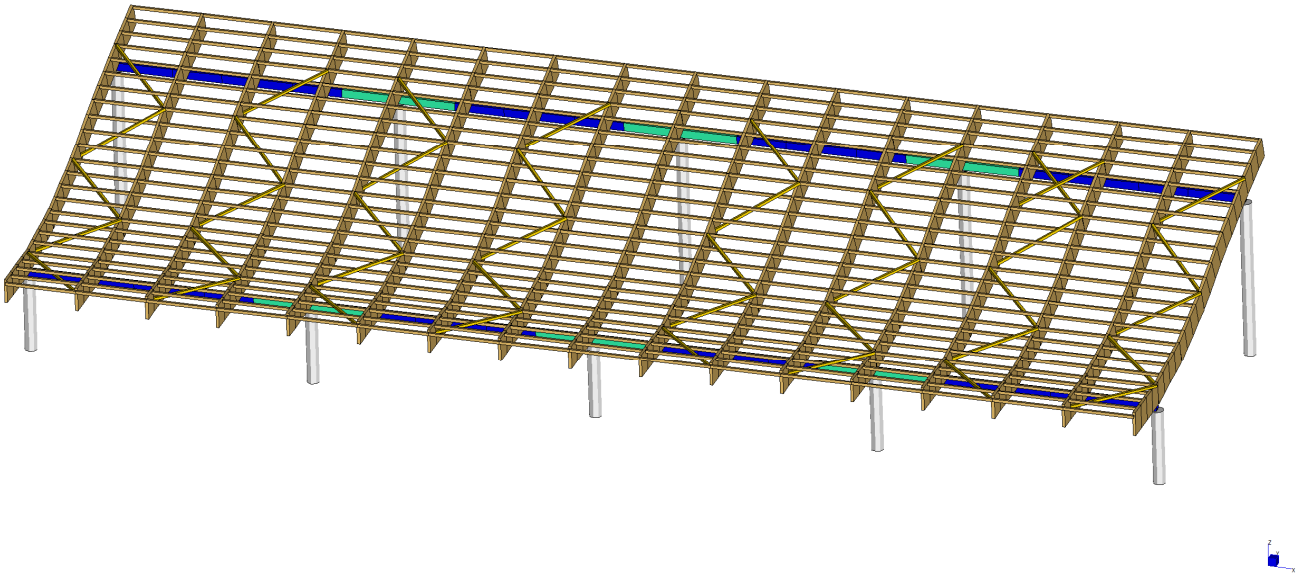


Figura 4 - Vista generale Modello FEM – AS2

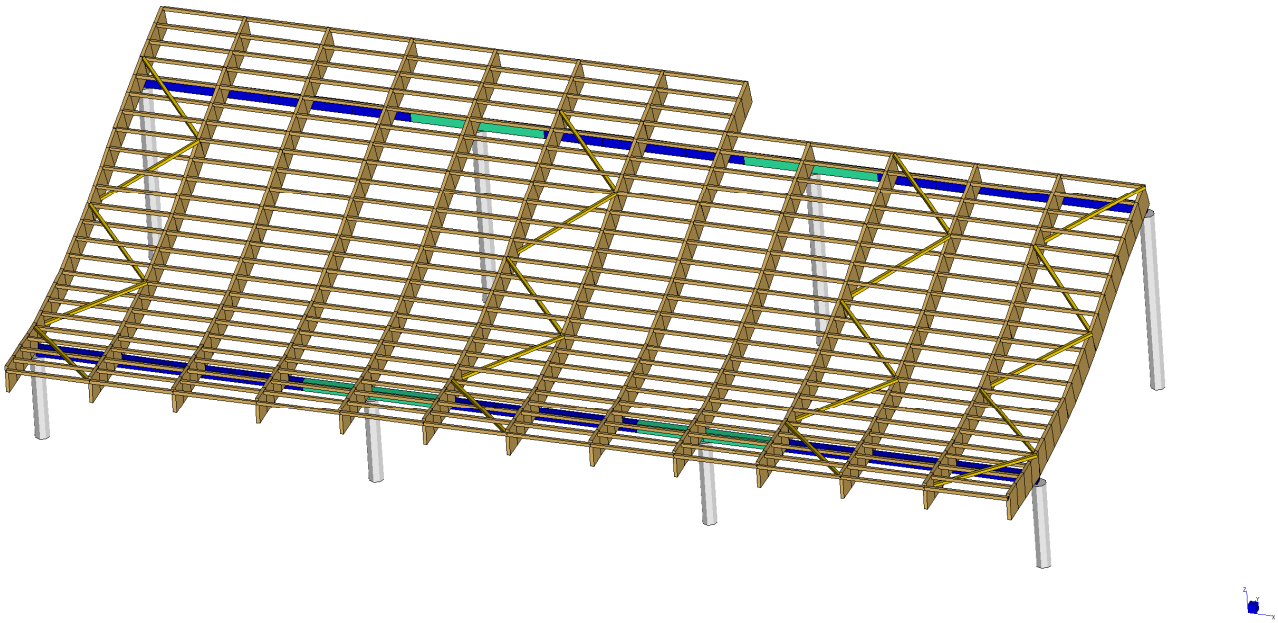


Figura 5 - Vista generale Modello FEM – AS3

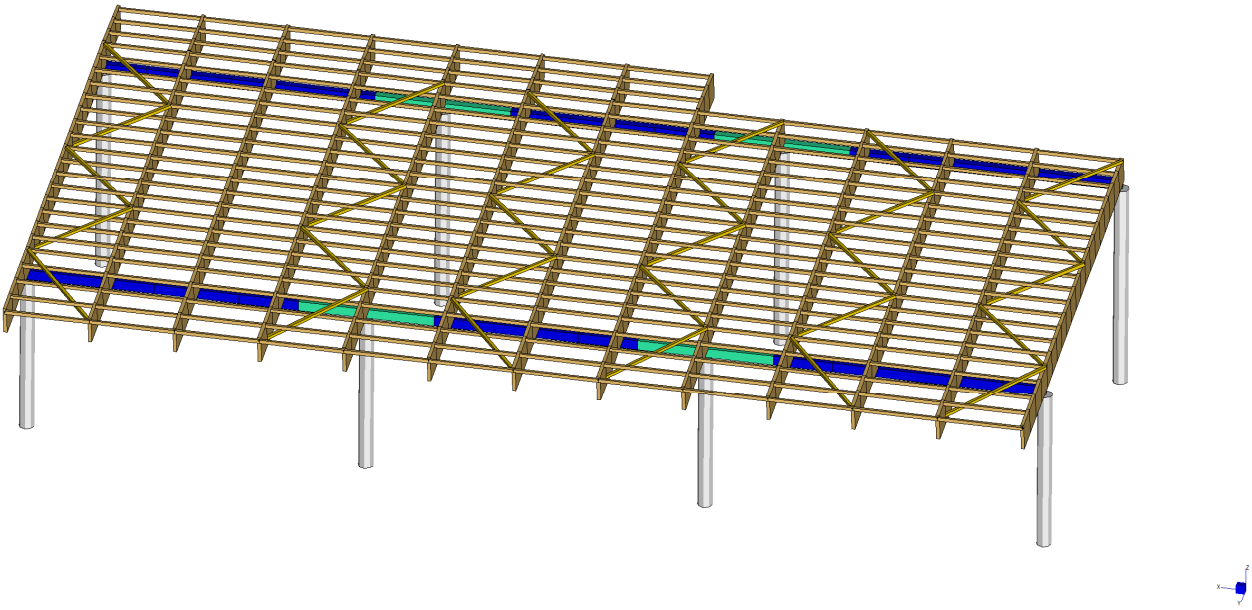


Figura 6 - Vista generale Modello FEM – LS1

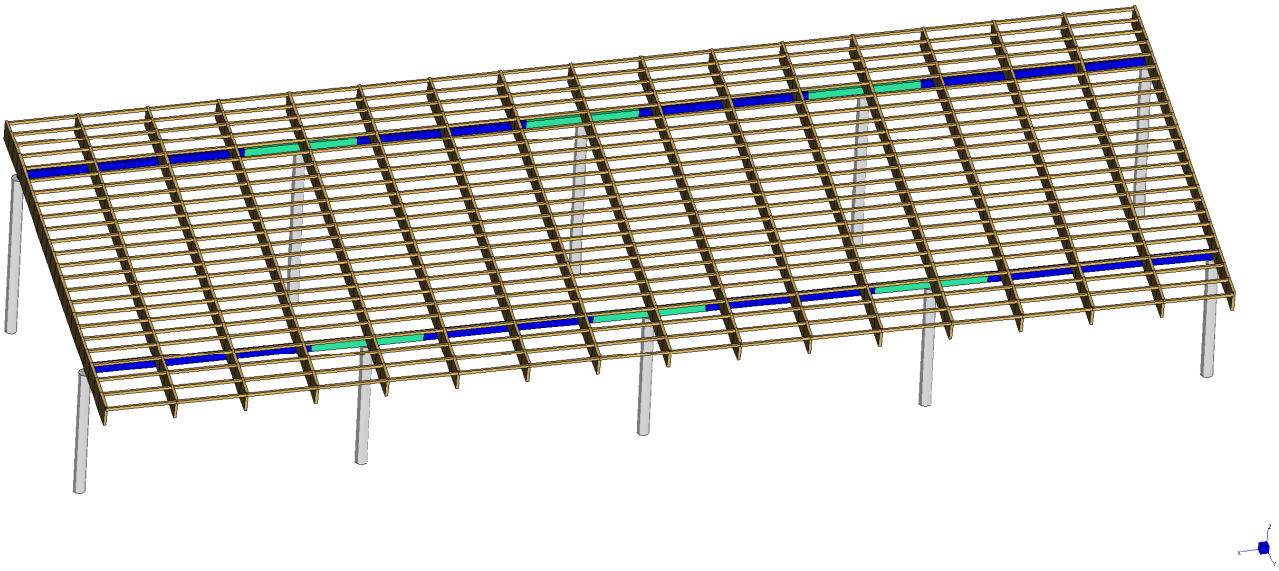


Figura 7 - Vista generale Modello FEM – LS2

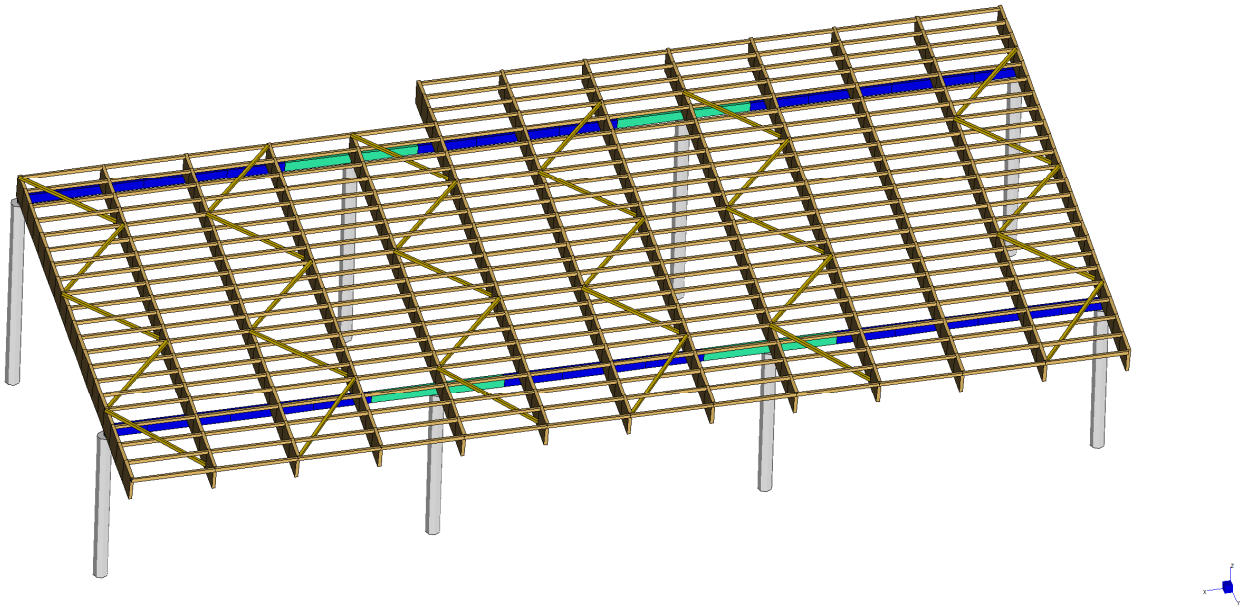


Figura 8 - Vista generale Modello FEM – LS3

6.5. Applicazione dei carichi ai modelli

6.5.1. Carichi permanenti

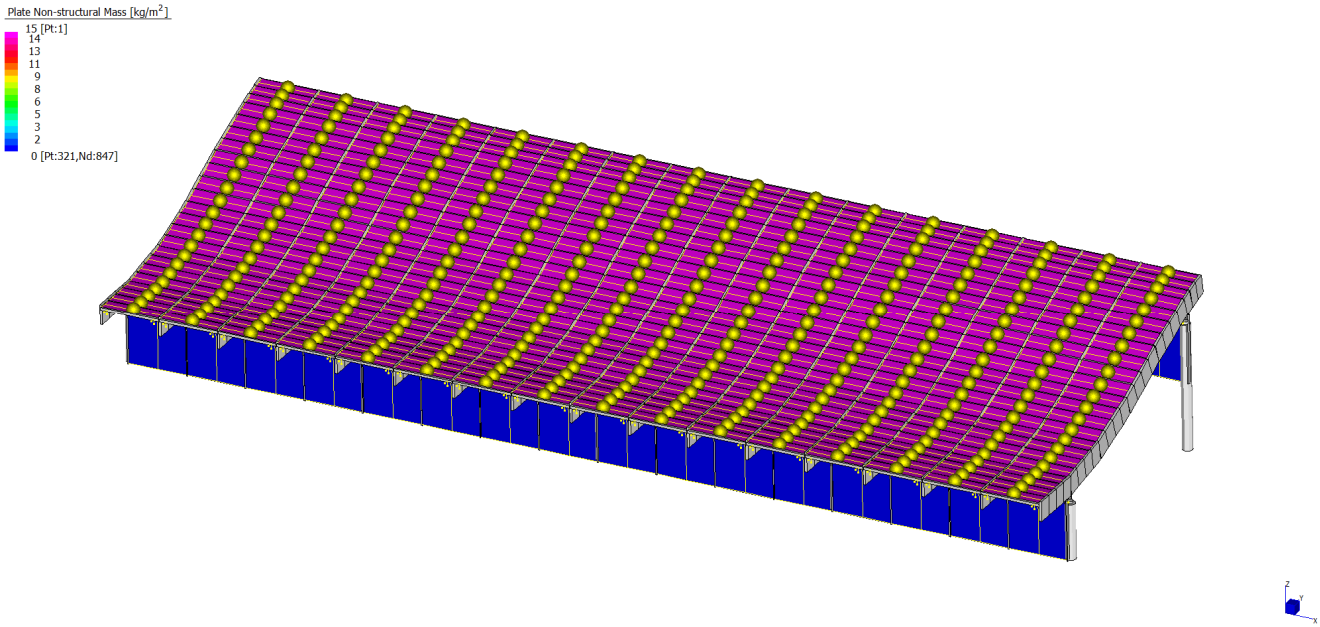


Figura 9 – AS2 – Perm Strutturali 15 kg/m²

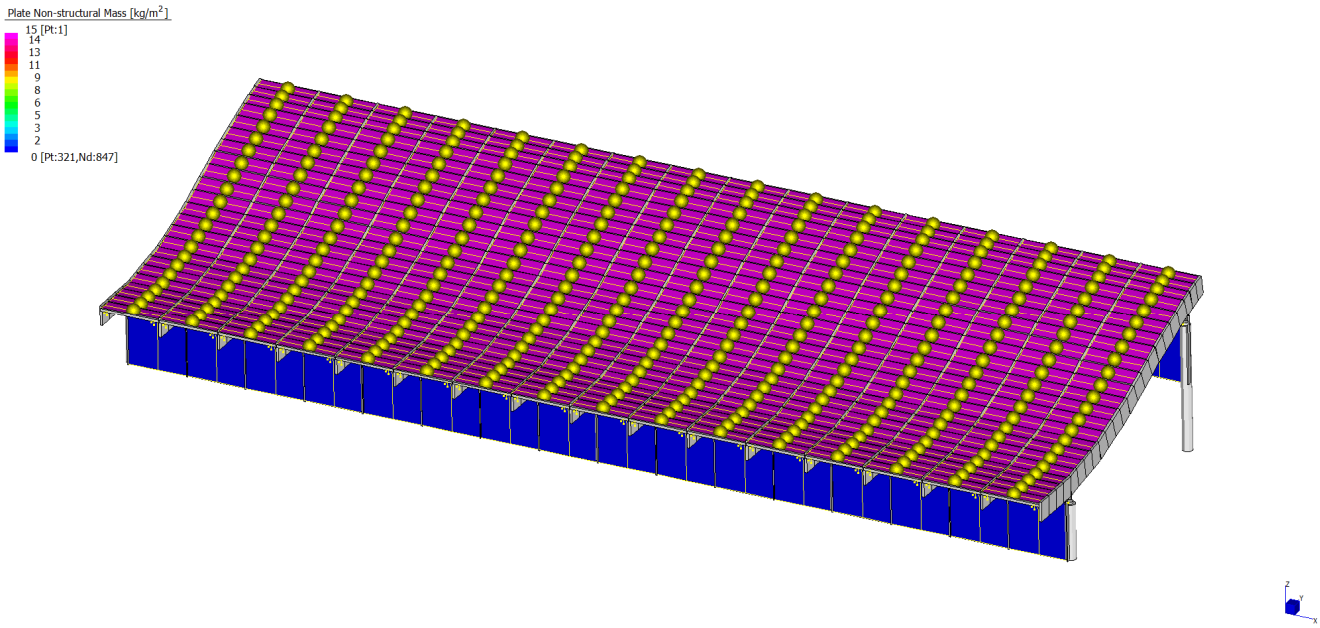


Figura 10 – AS2 – Perm non Strutturali – Copertura 15 kg/m²

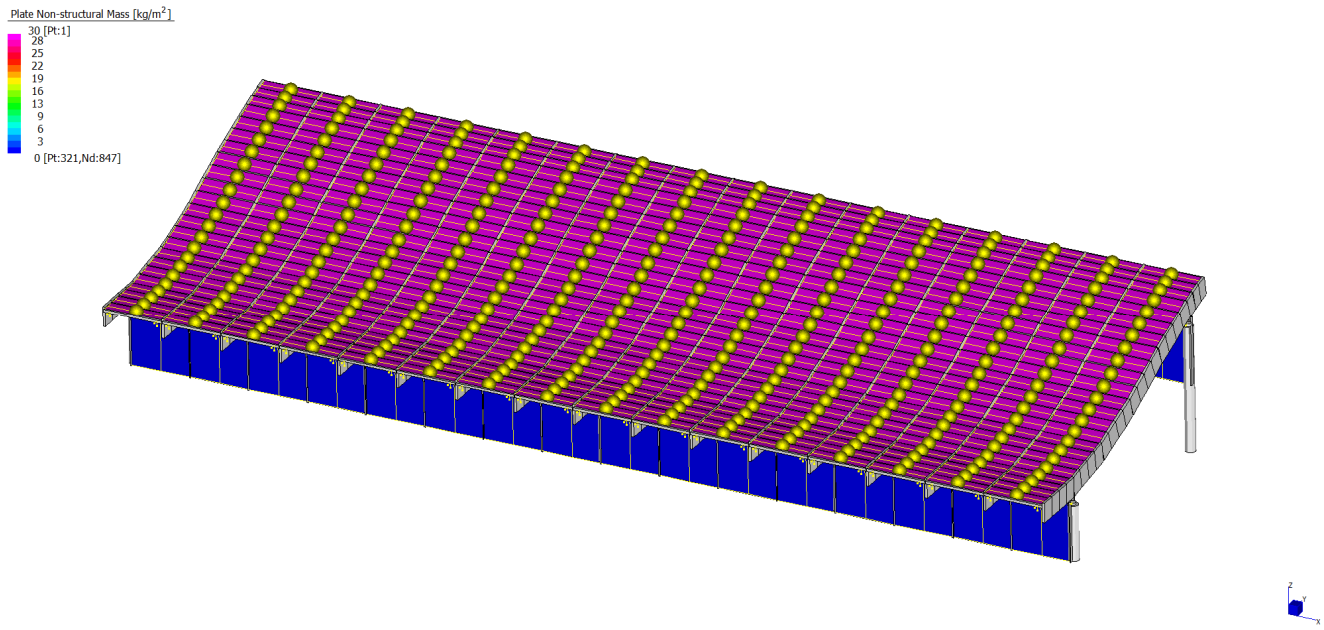


Figura 11 – AS2 – Perm non Strutturali – Impianti 30 kg/m²

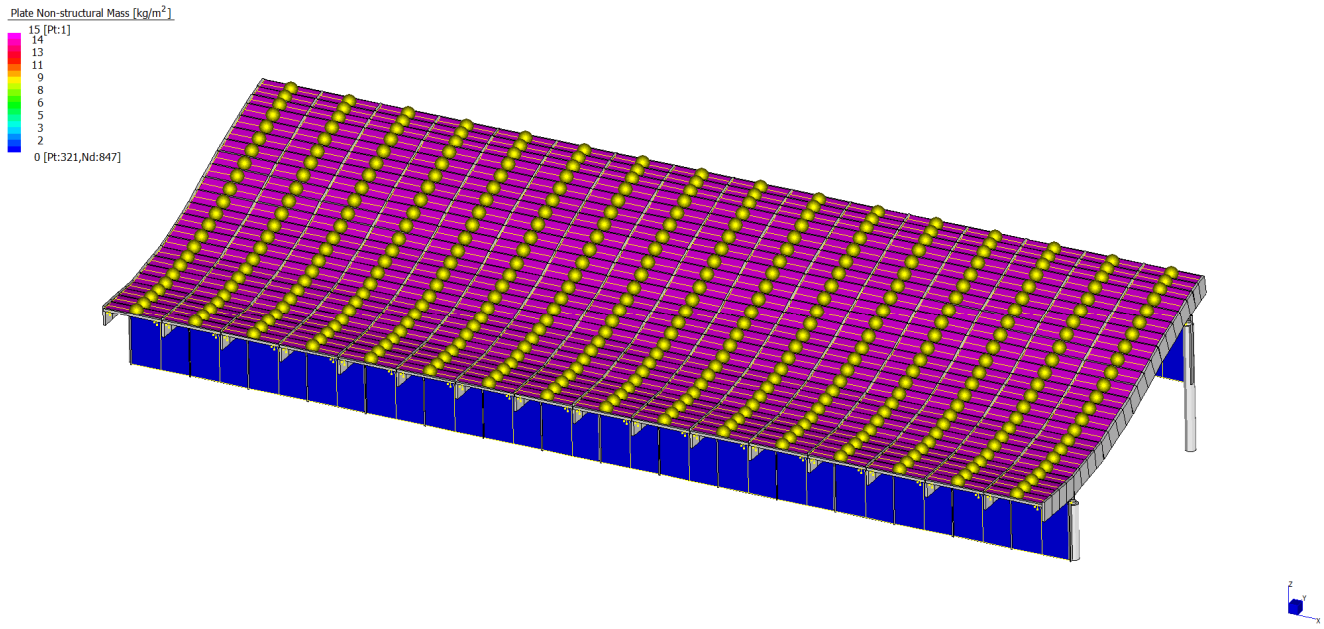


Figura 12 – AS2 – Perm non Strutturali – Fotovoltaico 15 kg/m²

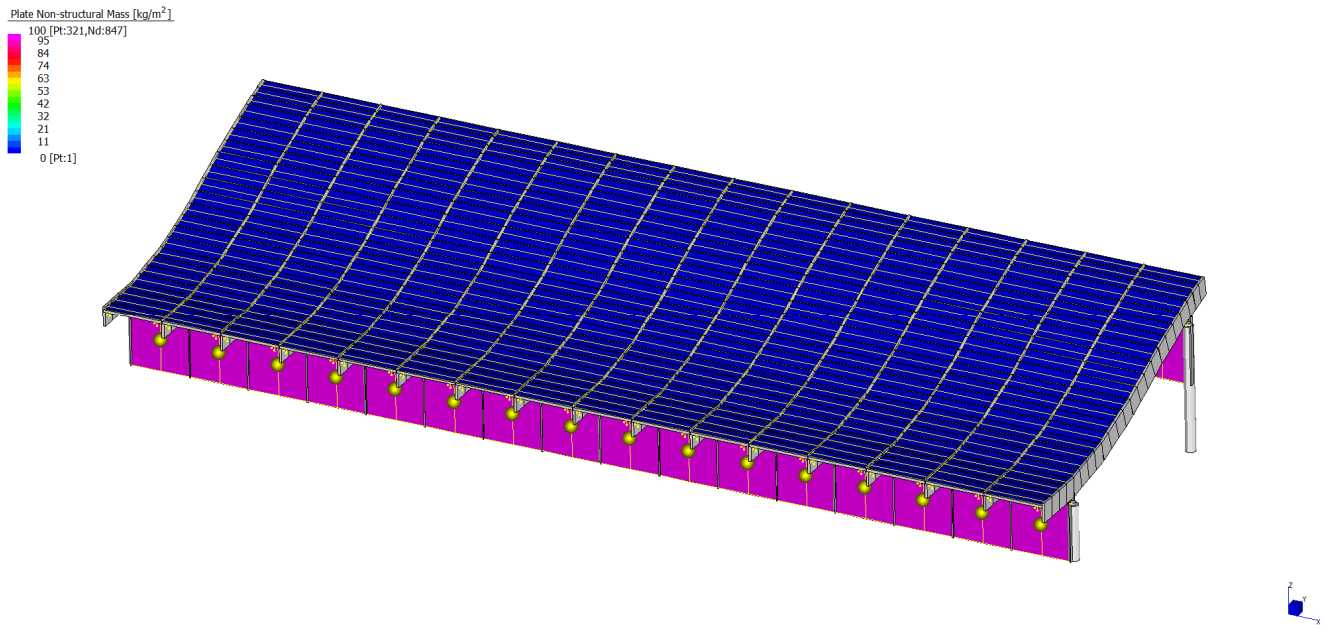


Figura 13 – AS2 – Perm non Strutturali - Facciate 100 kg/m²

6.5.2. Neve

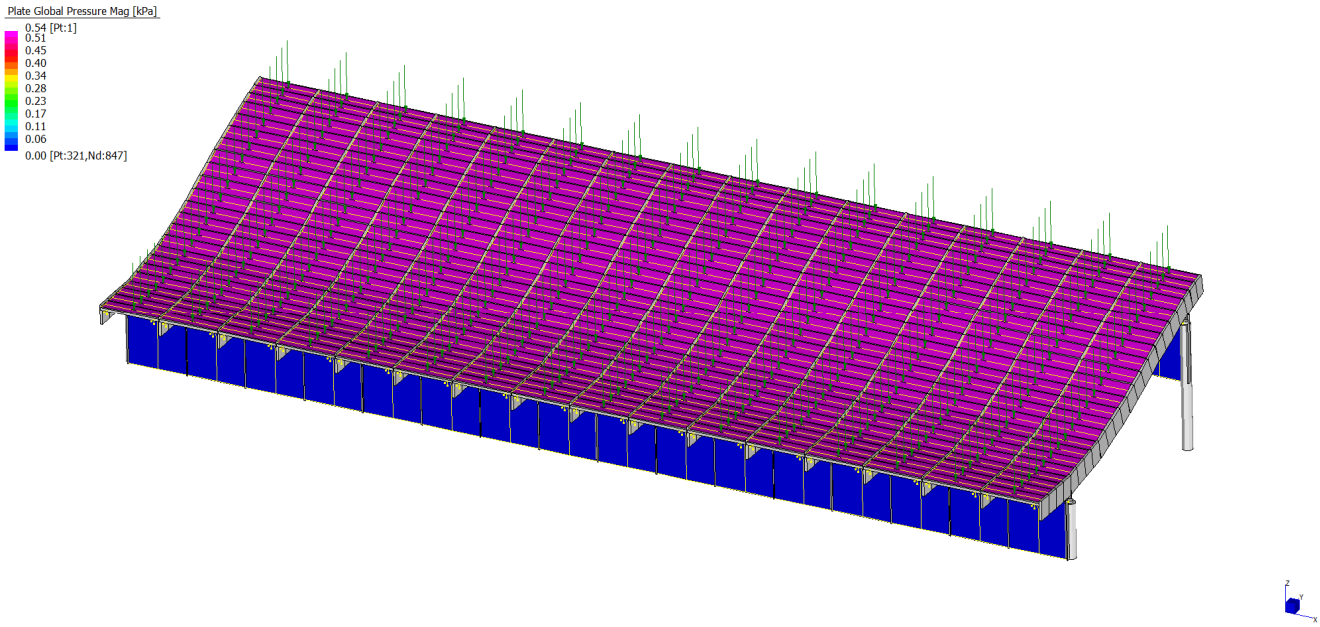


Figura 14 – AS2 – Variabili - Neve 54 kg/m²

6.5.3. Vento

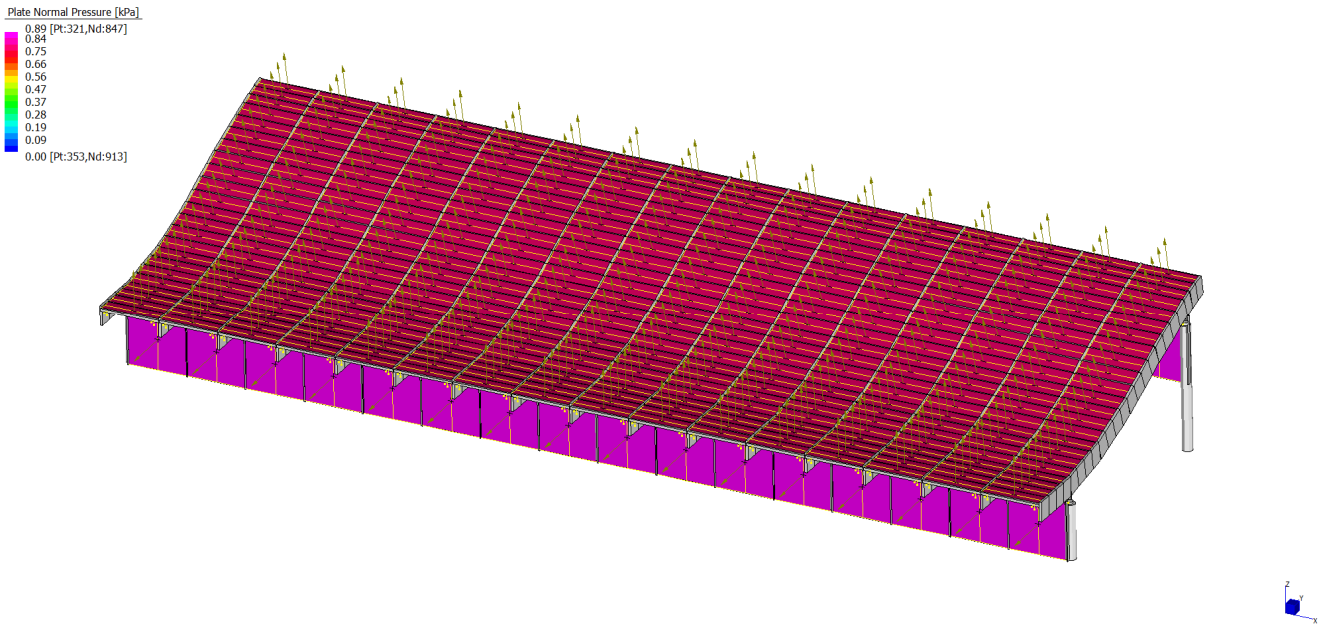


Figura 15 – AS2 – Variabili - Vento +X

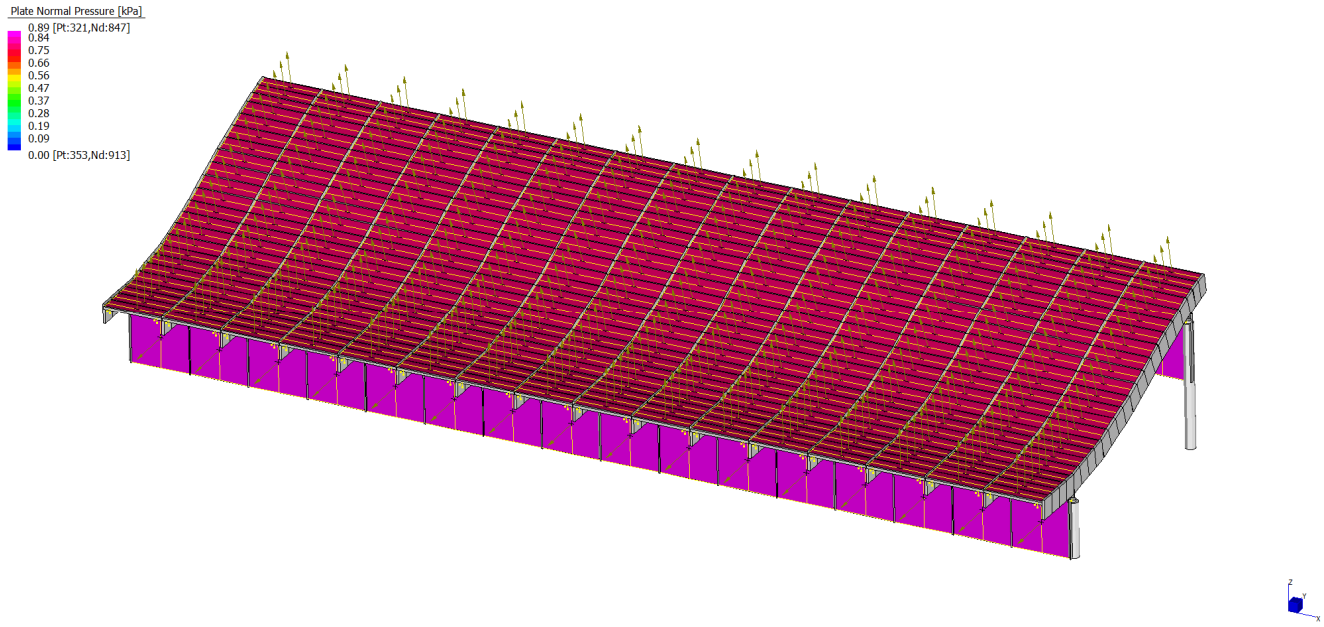


Figura 16 – AS2 – Variabili - Vento -X

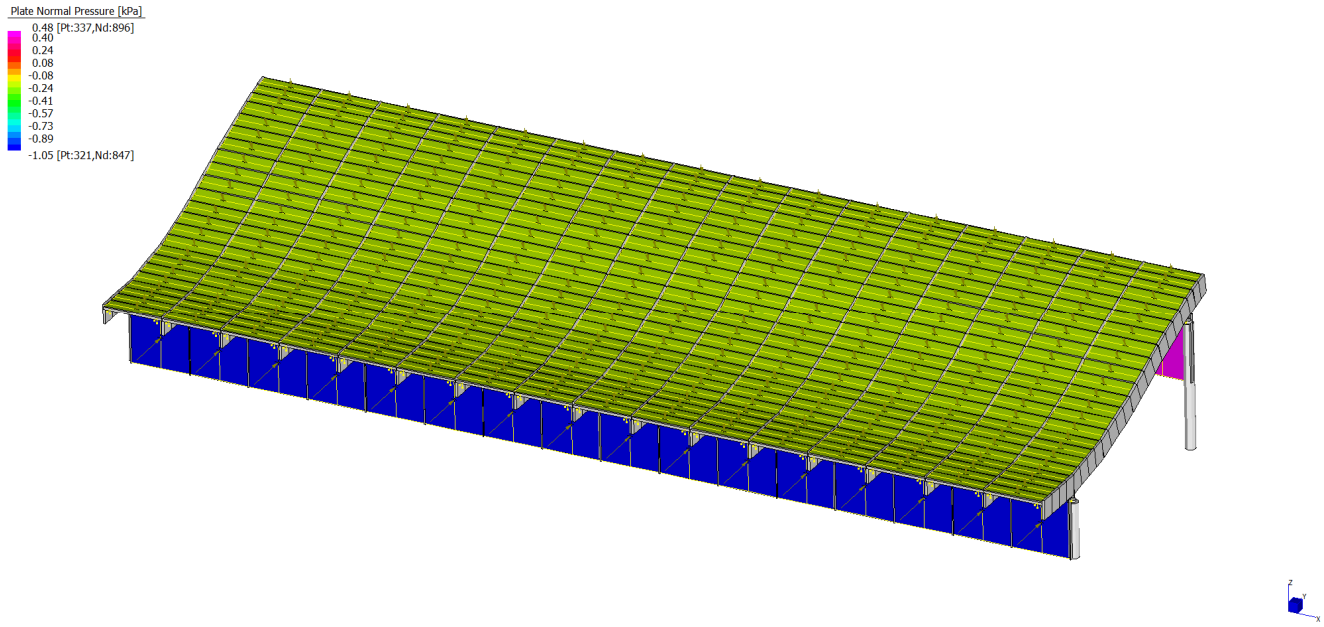


Figura 17 – AS2 – Variabili - Vento +Y(+)

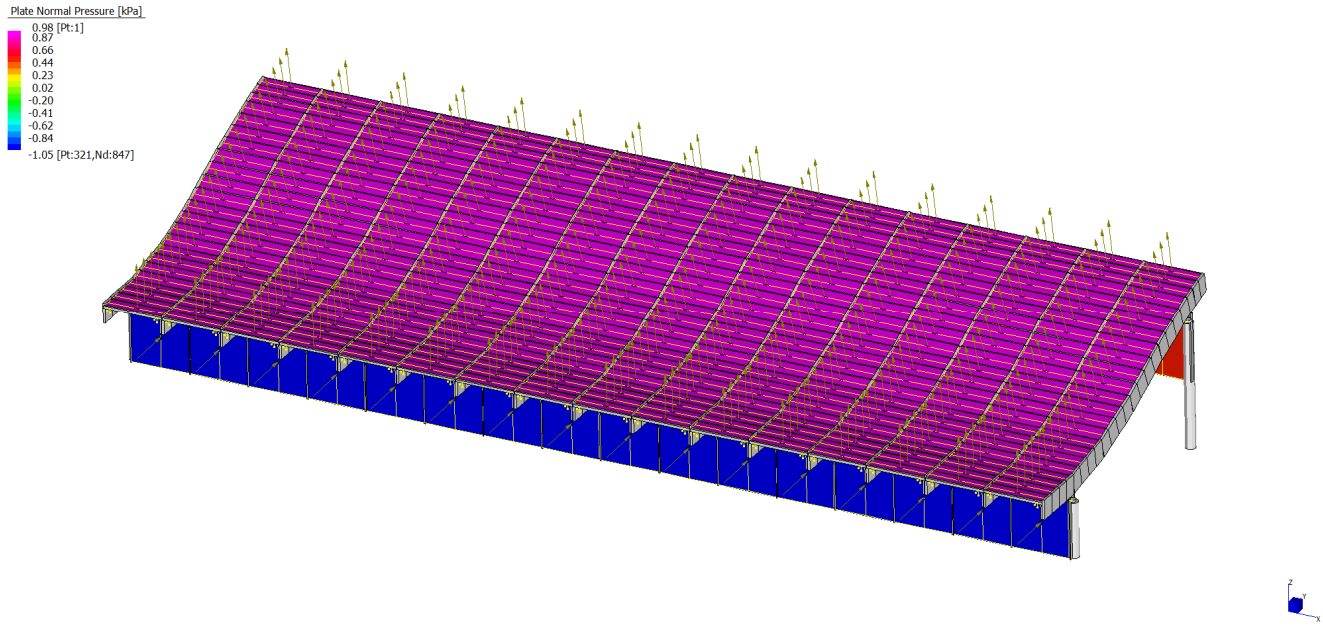


Figura 18 – AS2 – Variabili - Vento +Y(-)

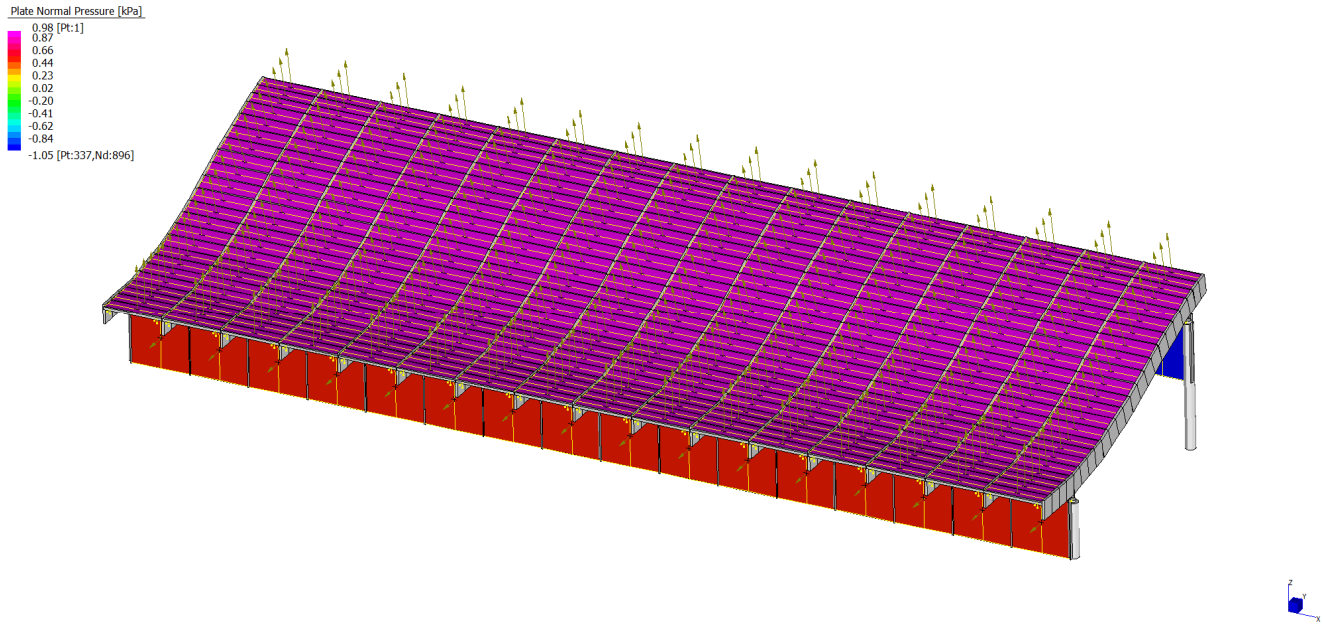


Figura 19 – AS2 – Variabili - Vento -Y(+)

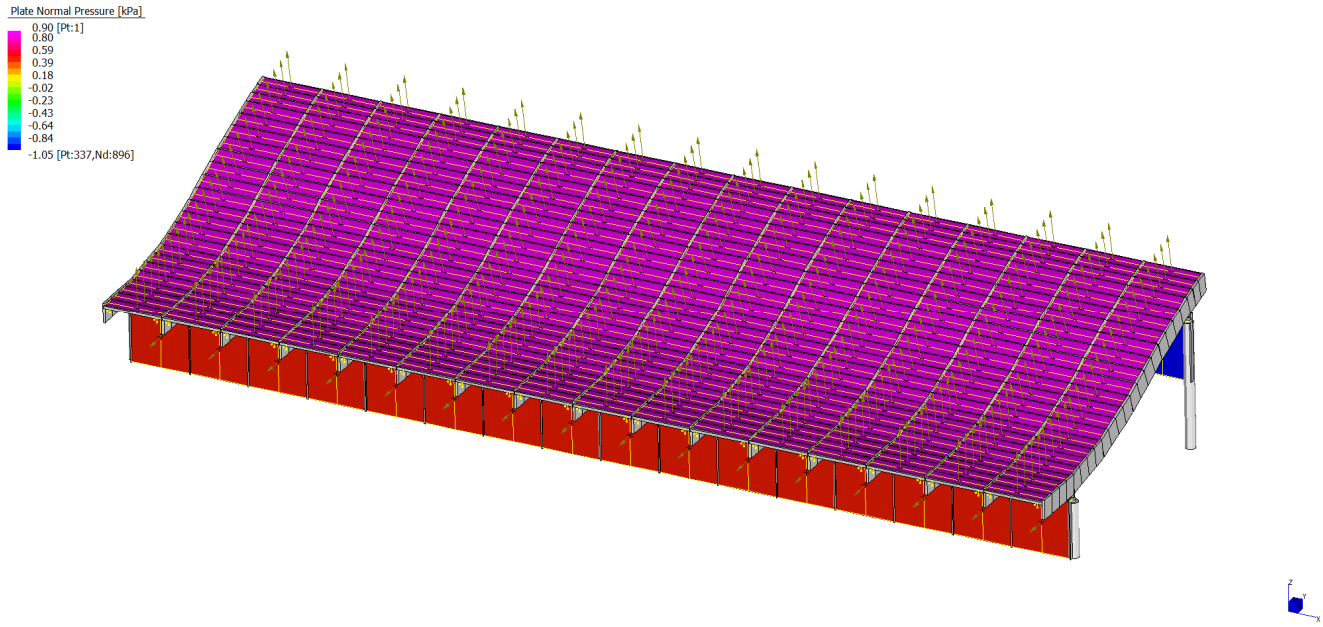


Figura 20 – AS2 – Variabili - Vento -Y(-)

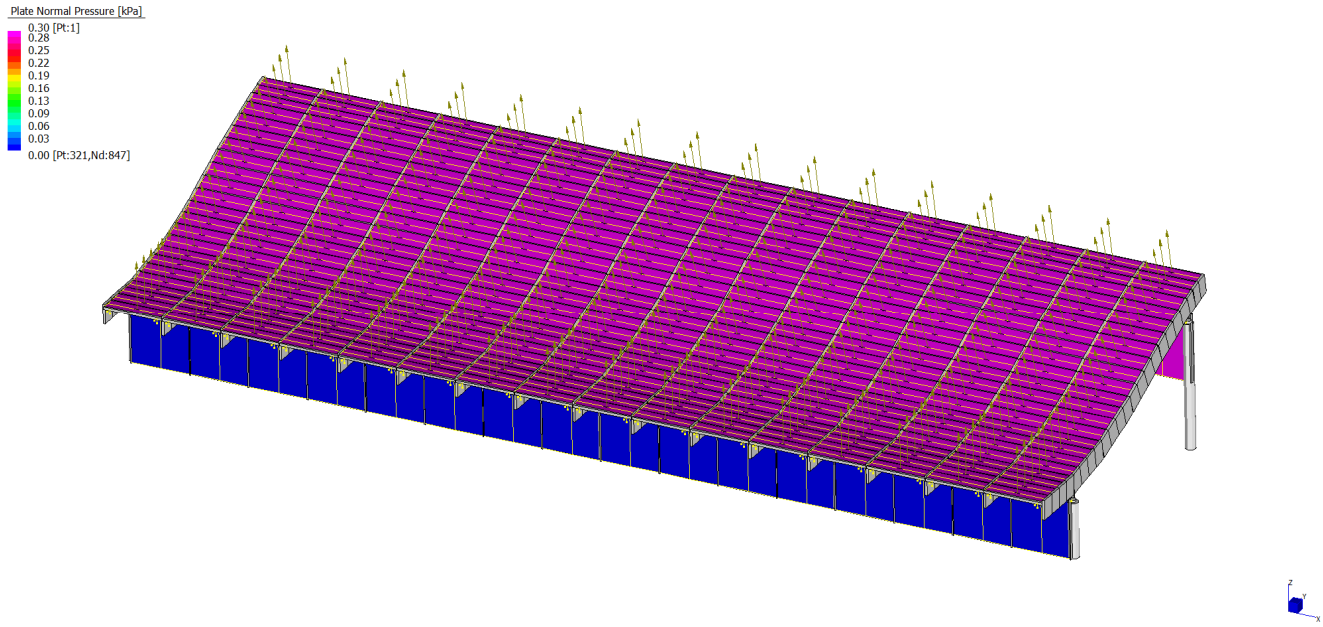


Figura 21 – AS2 – Variabili – Press Interna +

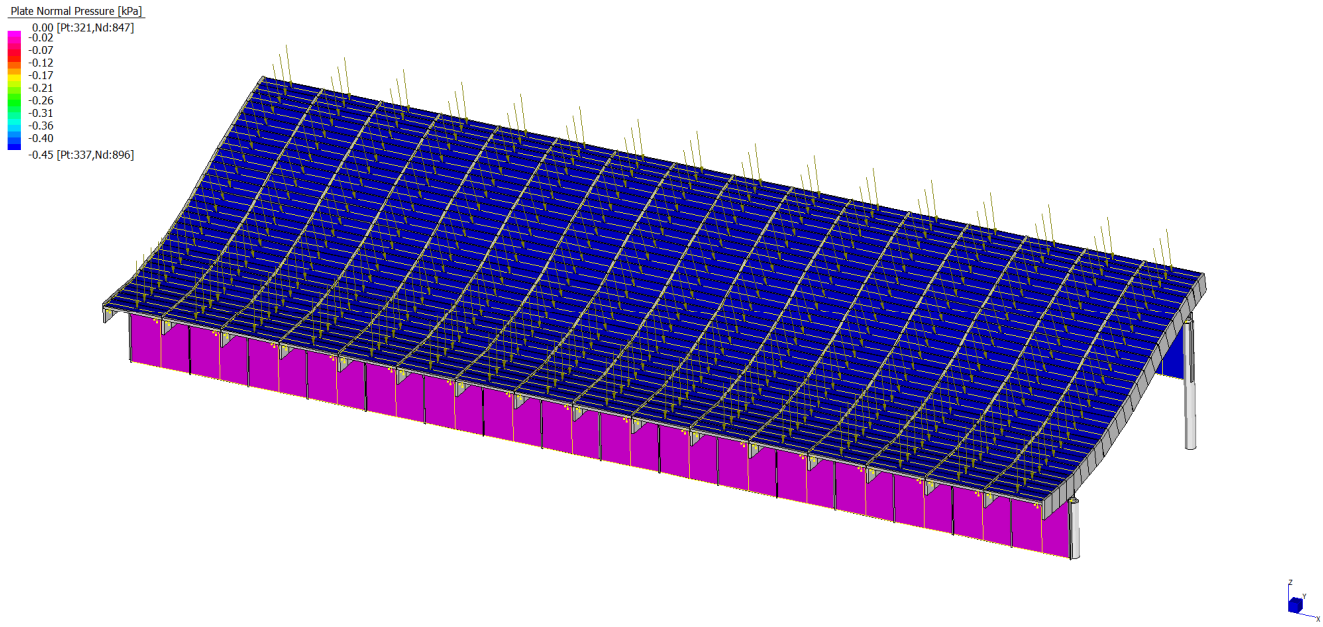


Figura 22 – AS2 – Variabili – Press Interna –

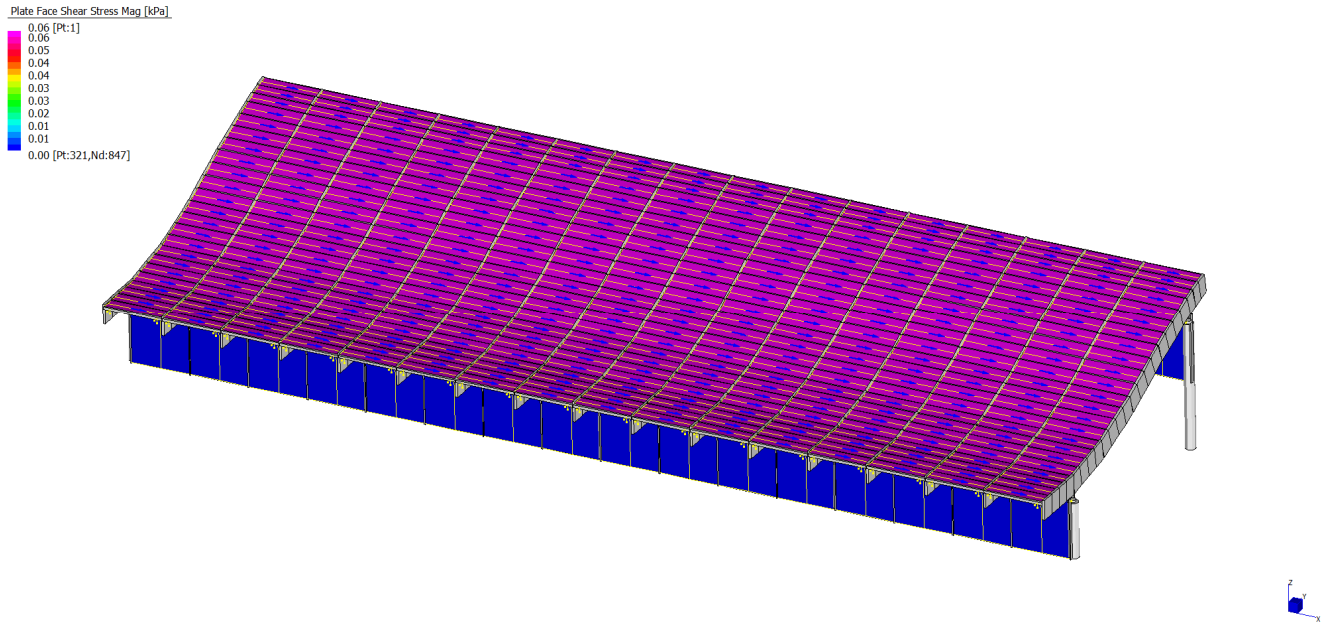


Figura 23 – AS2 – Variabili – Vento tangenziale +X

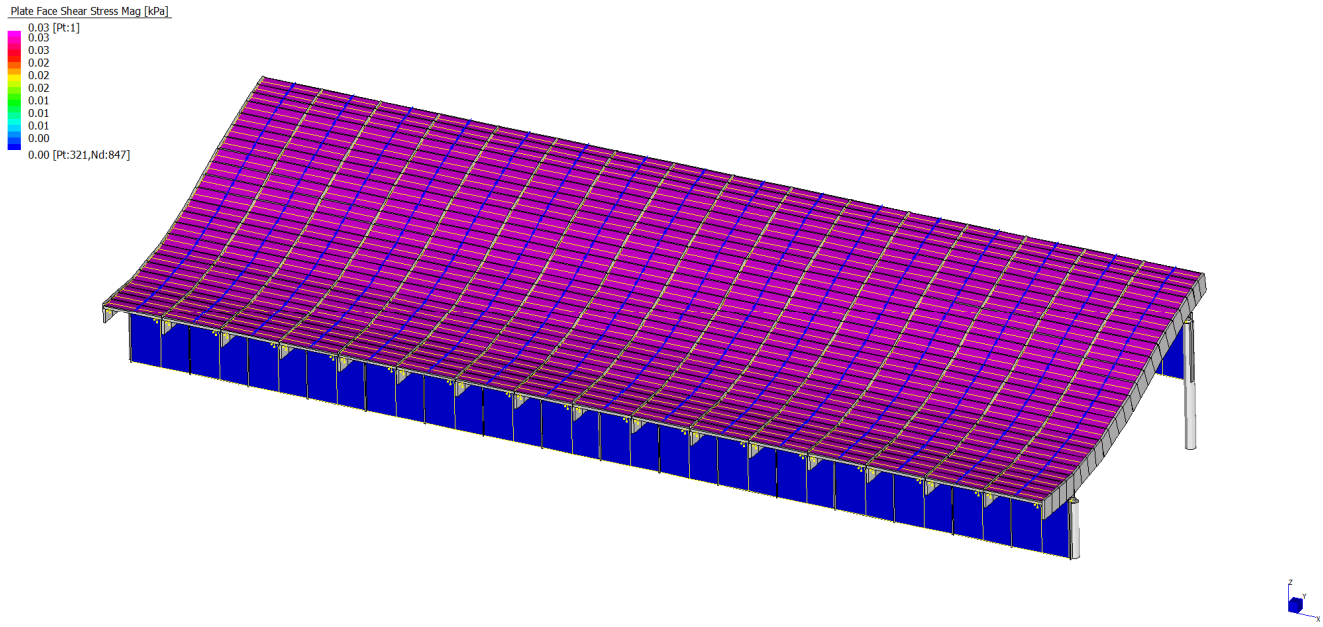


Figura 24 – AS2 – Variabili – Vento tangenziale +Y

6.5.4. Sisma

Le masse che contribuiscono all'azione sismica sono quelle dei carichi permanenti (6.5.1) a cui si sommano le masse degli elementi strutturali modellati. Tali masse sono considerate nell'analisi spettrale (6.6.3).

Per considerare l'effetto torsionale per eccentricità accidentale delle masse (§7.2.6 NTC2018) vengono considerate due condizioni di carico statico (una SLV e una SLO) con delle forze applicate in testa a i pilastri esterni.

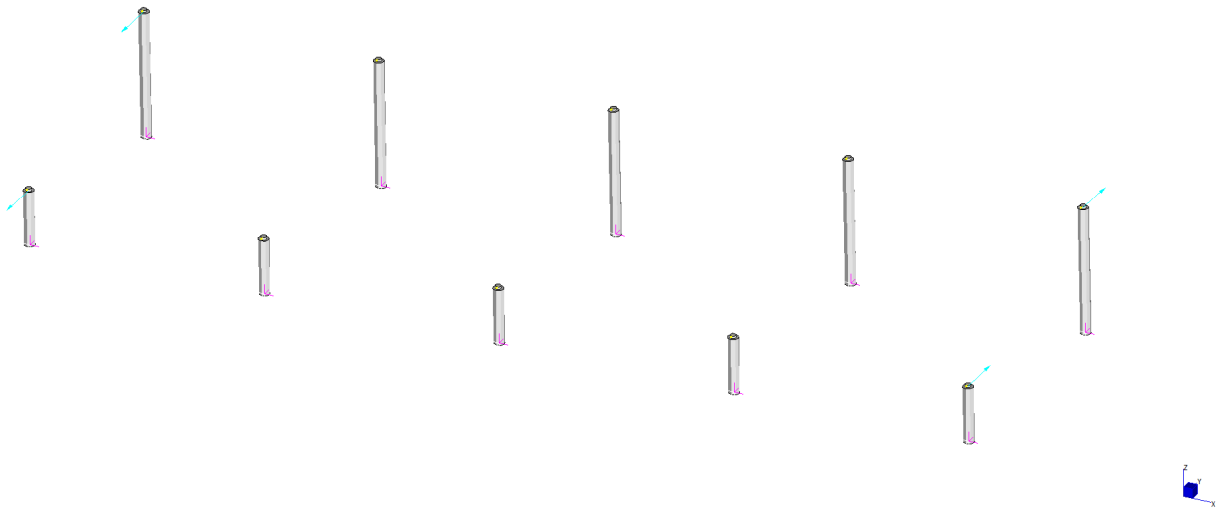


Figura 25 – AS80 – Sisma effetto torsionale

6.6. Tipo di analisi effettuate

6.6.1. Statica Lineare

Viene eseguita un'analisi statica lineare per determinare l'effetto dei carichi statici o assimilati a tali (permanenti, neve e vento).

Qui di seguito la lista dei carichi inseriti nei modelli:

1: G1 - PERM STR
2: G2 - PERM N_STR - PACCHETTO COPERTURA
3: G2 - PERM N_STR - IMPIANTI
4: G2 - PERM N_STR - FOTOVOLTAICO
5: G2 - PERM N_STR - FACCIATE
6: S - NEVE
7: W - VENTO +X
8: W - VENTO -X
9: W - VENTO +Y (-)
10: W - VENTO -Y (-)
11: W - VENTO +Y (+)
12: W - VENTO -Y (+)
13: W - VENTO TANGENZIALE +X
14: W - VENTO TANGENZIALE -X
15: W - VENTO TANGENZIALE +Y
16: W - VENTO TANGENZIALE -Y
17: W - PRESS_INT (+)
18: W - PRESS_INT (-)
19: E - SLO TORS
20: E - SLD TORS

6.6.2. Frequenze naturali

Viene eseguita un'analisi delle frequenze di vibrazione proprie della struttura per determinare i modi di vibrare da utilizzare nella successiva analisi spettrale. Viene inoltre determinata, per ogni modo di vibrare, la massa partecipante.

6.6.3. Analisi spettrale

Viene eseguita un'analisi spettrale sulla base delle frequenze determinate al punto precedente, delle masse coinvolte e sotto l'effetto degli spettri sismici di progetto. La massa sismica considerata è quella permanente strutturale e non-strutturale.

I risultati spettrali dei singoli modi di vibrare vengono poi combinati secondo il metodo SRSS.

6.7. Combinazioni di carico

Qui di seguito la lista delle combinazioni di carico considerate nell'analisi:

CASES	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*	*13*	*14*
	SLE_G	SLE_N	SLE_W1	SLE_W2	SLE_W3	SLE_W4	SLE_W5	SLE_W6	SLE_W7	SLE_W8	SLE_W9	SLE_W10	SLE_W11	SLE_W12
1: G1 - PERM STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: G2 - PERM N_STR - COPERTURA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3: G2 - PERM N_STR - IMPIANTI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4: G2 - PERM N_STR - FOTOVOLTAICO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5: G2 - PERM N_STR - FACCIATE														
6: S - NEVE		1												
7: W - VENTO +X			1						1					
8: W - VENTO -X				1						1				
9: W - VENTO +Y (-)					1						1			
10: W - VENTO -Y (-)						1						1		
11: W - VENTO +Y (+)							1						1	
12: W - VENTO -Y (+)								1						1
13: W - VENTO TANGENZIALE +X			1						1					
14: W - VENTO TANGENZIALE -X				1						1				
15: W - VENTO TANGENZIALE +Y					1		1				1		1	
16: W - VENTO TANGENZIALE -Y						1		1				1		1
17: W - PRESS_INT (+)			1	1	1	1	1	1						
18: W - PRESS_INT (-)									1	1	1	1	1	1
19: E - SLO TORS														
20: E - SLV TORS														
21: SLO_X [SRSS]														
22: SLO_Y [SRSS]														
23: SLV_X [SRSS]														
24: SLV_Y [SRSS]														

CASES	*15*	*16*	*17*	*18*	*19*	*20*	*21*	*22*	*23*	*24*	*25*	*26*	*27*
	SLU_N	SLU_W1	SLU_W2	SLU_W3	SLU_W4	SLU_W5	SLU_W6	SLU_W7	SLU_W8	SLU_W9	SLU_W10	SLU_W11	SLU_W12
1: G1 - PERM STR	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: G2 - PERM N_STR - COPERTURA	1.3	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
3: G2 - PERM N_STR - IMPIANTI	1.5	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
4: G2 - PERM N_STR - FOTOVOLTAICO	1.5	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
5: G2 - PERM N_STR - FACCIATE													
6: S - NEVE	1.5												
7: W - VENTO +X		1.5						1.5					
8: W - VENTO -X			1.5						1.5				
9: W - VENTO +Y (-)				1.5						1.5			
10: W - VENTO -Y (-)					1.5						1.5		
11: W - VENTO +Y (+)						1.5						1.5	
12: W - VENTO -Y (+)							1.5						1.5
13: W - VENTO TANGENZIALE +X		1.5						1.5					
14: W - VENTO TANGENZIALE -X			1.5						1.5				
15: W - VENTO TANGENZIALE +Y				1.5		1.5				1.5		1.5	
16: W - VENTO TANGENZIALE -Y					1.5		1.5				1.5		1.5
17: W - PRESS_INT (+)		1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5						
18: W - PRESS_INT (-)								1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
19: E - SLO TORS													
20: E - SLV TORS													
21: SLO_X [SRSS]													
22: SLO_Y [SRSS]													
23: SLV_X [SRSS]													
24: SLV_Y [SRSS]													

CASES	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43
	SLO_X+++	SLO_X+-+	SLO_X-++	SLO_X--+	SLO_X++-	SLO_X+--	SLO_X-+-	SLO_X---	SLO_Y+++	SLO_Y+-+	SLO_Y-++	SLO_Y--+	SLO_Y++-	SLO_Y+--	SLO_Y-+-	SLO_Y---
1: G1 - PERM STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: G2 - PERM N_STR - COPERTURA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3: G2 - PERM N_STR - IMPIANTI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4: G2 - PERM N_STR - FOTOVOLTAICO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5: G2 - PERM N_STR - FACCIATE																
6: S - NEVE																
7: W - VENTO +X																
8: W - VENTO -X																
9: W - VENTO +Y (-)																
10: W - VENTO -Y (-)																
11: W - VENTO +Y (+)																
12: W - VENTO -Y (+)																
13: W - VENTO TANGENZIALE +X																
14: W - VENTO TANGENZIALE -X																
15: W - VENTO TANGENZIALE +Y																
16: W - VENTO TANGENZIALE -Y																
17: W - PRESS_INT (+)																
18: W - PRESS_INT (-)																
19: E - SLO TORS	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
20: E - SLV TORS																
21: SLO_X [SRSS]	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
22: SLO_Y [SRSS]	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1
23: SLV_X [SRSS]																
24: SLV_Y [SRSS]																

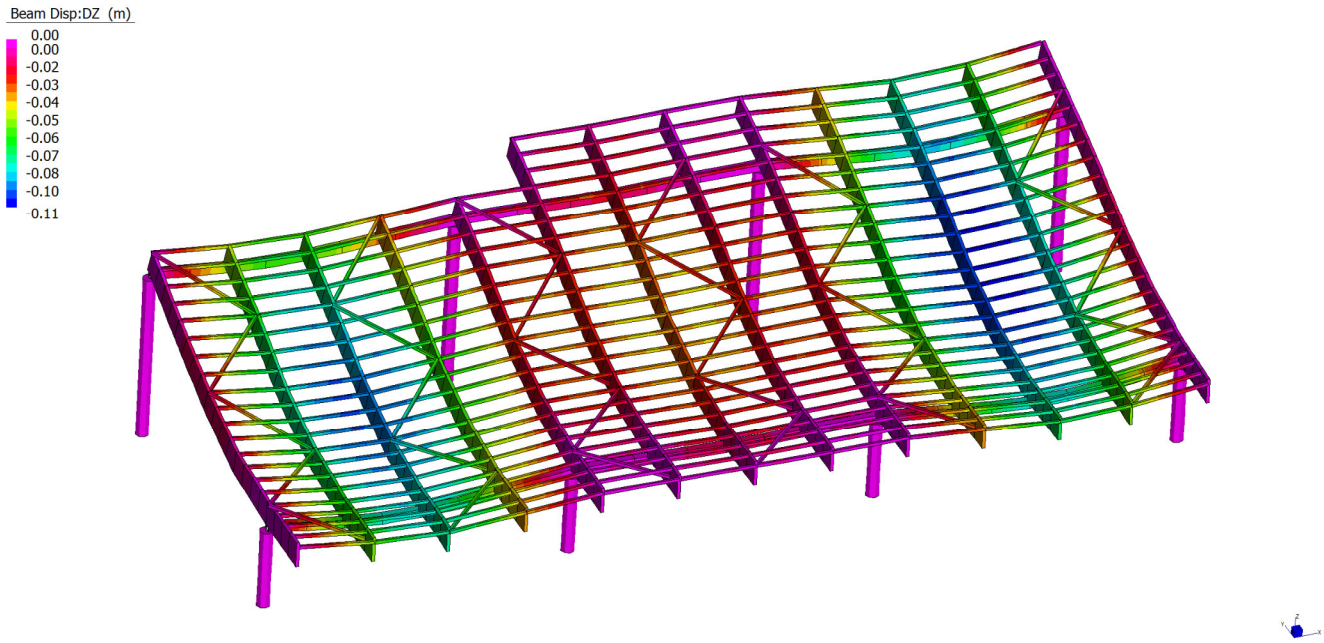
CASES	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
	SLV_X+++	SLV_X+-+	SLV_X-++	SLV_X--+	SLV_X++-	SLV_X+--	SLV_X-+-	SLV_X---	SLV_Y+++	SLV_Y+-+	SLV_Y-++	SLV_Y--+	SLV_Y++-	SLV_Y+--	SLV_Y-+-	SLV_Y---
1: G1 - PERM STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: G2 - PERM N_STR - COPERTURA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3: G2 - PERM N_STR - IMPIANTI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4: G2 - PERM N_STR - FOTOVOLTAICO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5: G2 - PERM N_STR - FACCIATE																
6: S - NEVE																
7: W - VENTO +X																
8: W - VENTO -X																
9: W - VENTO +Y (-)																
10: W - VENTO -Y (-)																
11: W - VENTO +Y (+)																
12: W - VENTO -Y (+)																
13: W - VENTO TANGENZIALE +X																
14: W - VENTO TANGENZIALE -X																
15: W - VENTO TANGENZIALE +Y																
16: W - VENTO TANGENZIALE -Y																
17: W - PRESS_INT (+)																
18: W - PRESS_INT (-)																
19: E - SLO TORS																
20: E - SLV TORS	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
21: SLO_X [SRSS]																
22: SLO_Y [SRSS]																
23: SLV_X [SRSS]	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
24: SLV_Y [SRSS]	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1	1	1	-1	-1

7. RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

7.1. Abbassamenti verticali

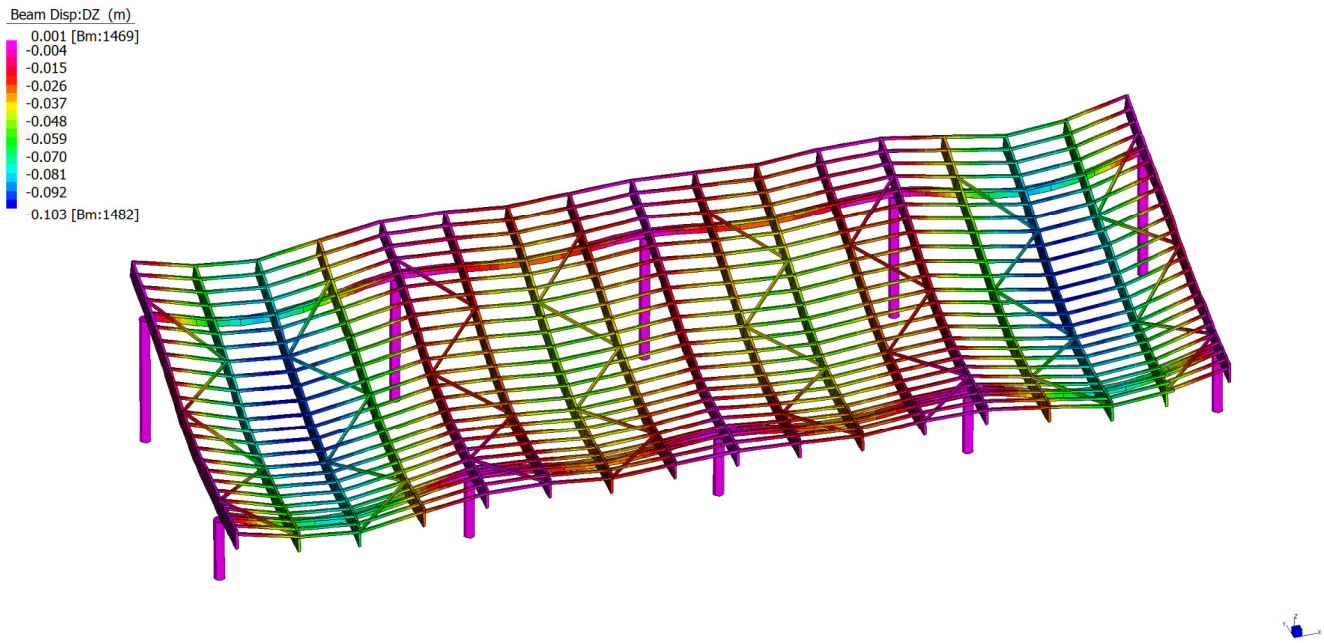
Si riportano nel seguito gli inviluppi delle deformate SLE in direzione verticale:

7.1.1. AS1



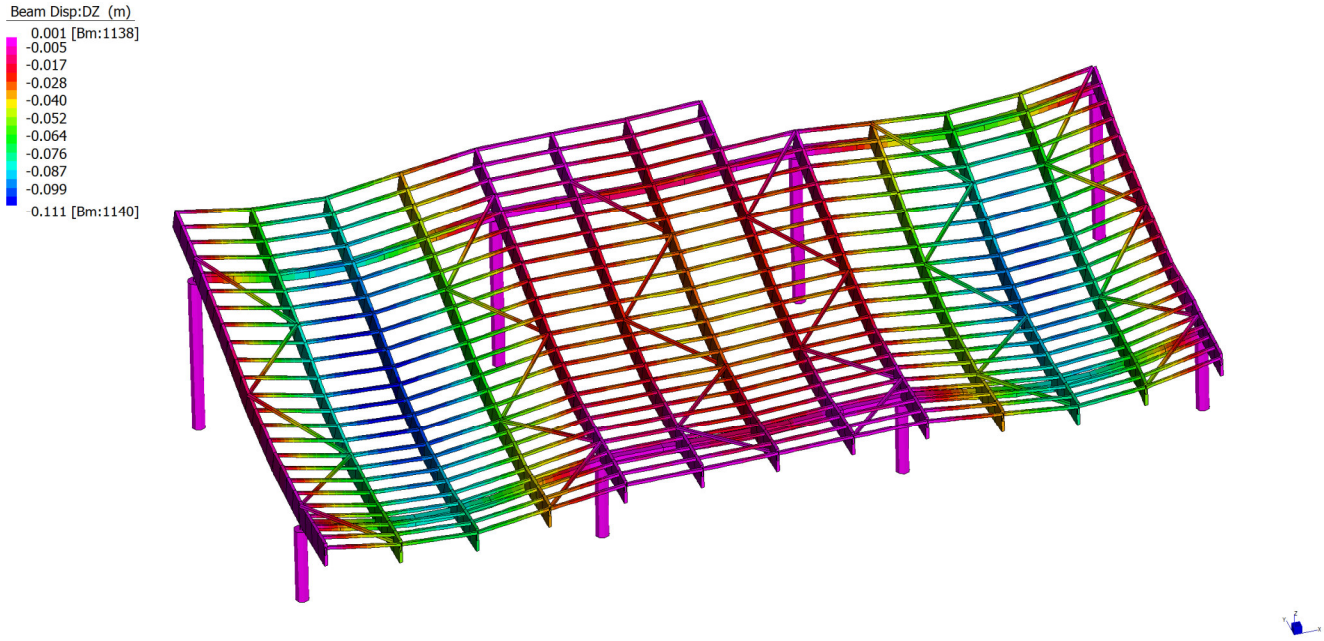
AS1 – Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

7.1.2. AS2



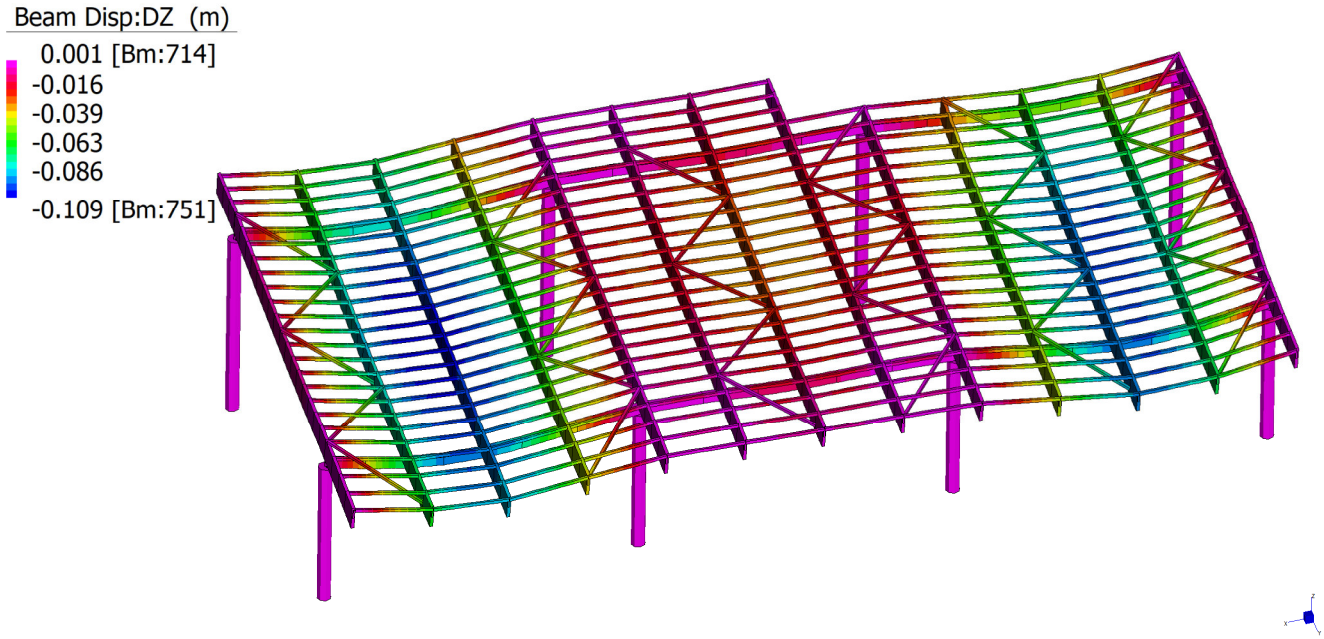
AS2 – Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

7.1.3. AS3



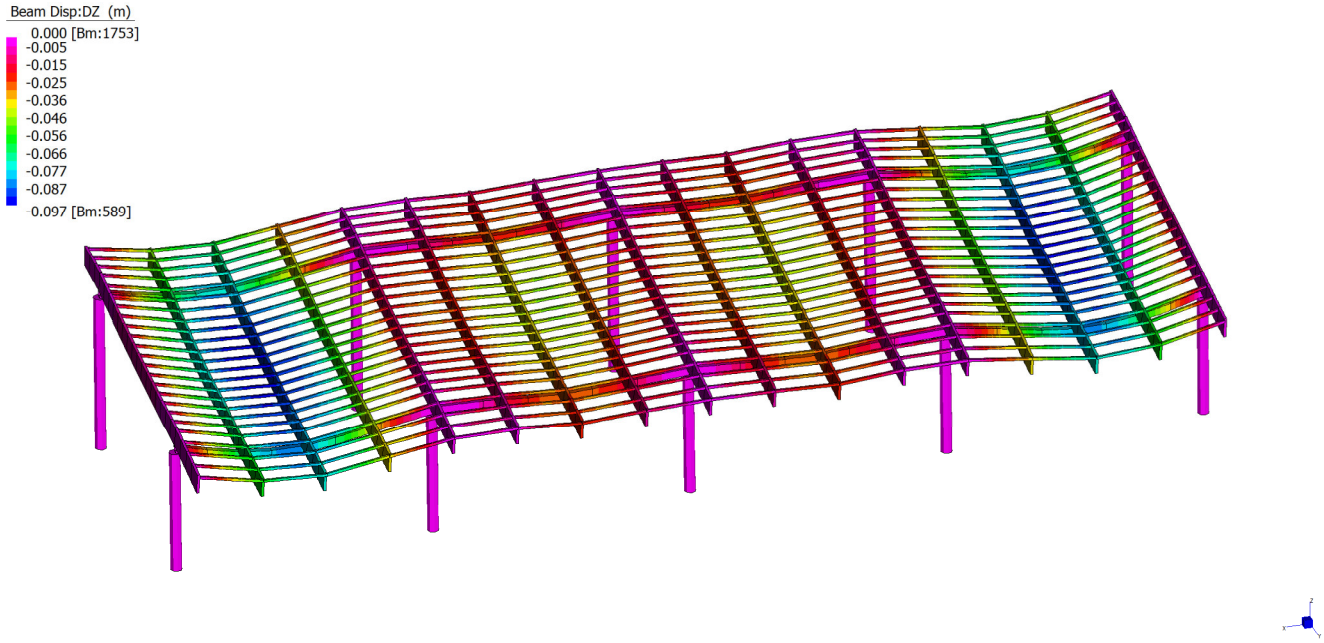
AS3 – Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

7.1.4. LS1



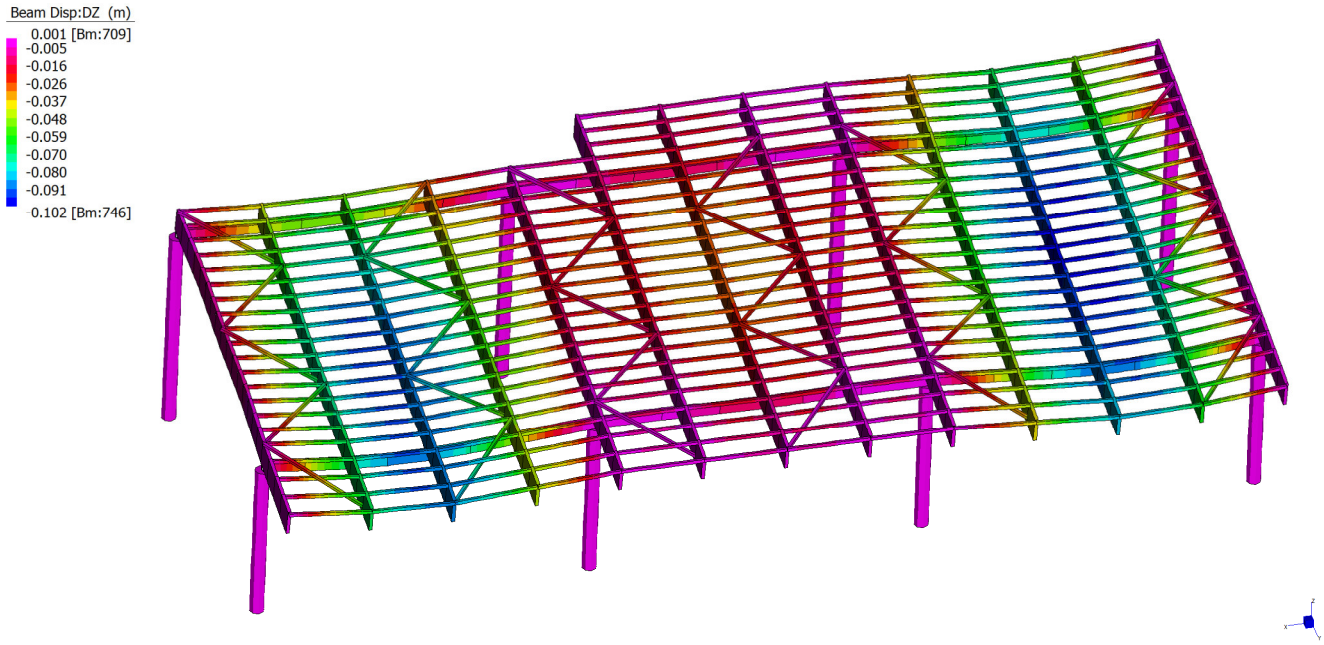
LS1 – Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

7.1.5. LS2



LS2 – Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

7.1.6. LS3

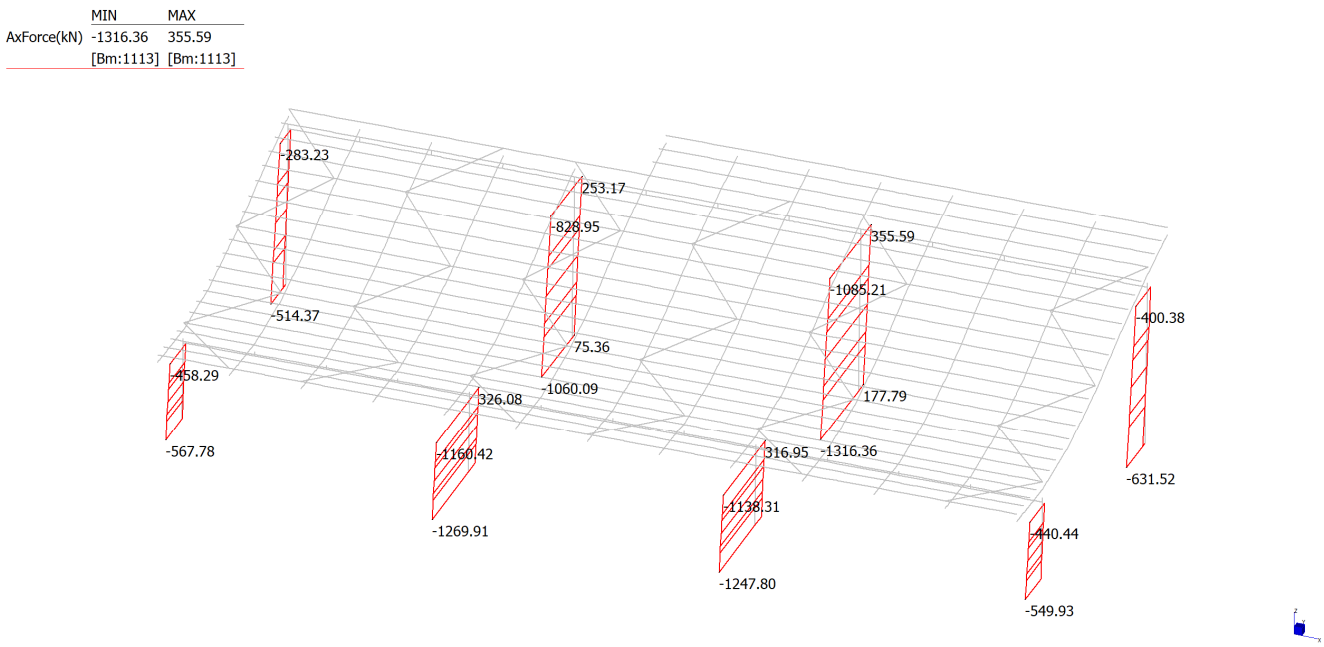


LS3 – Deformate verticali inviluppo combinazioni SLE

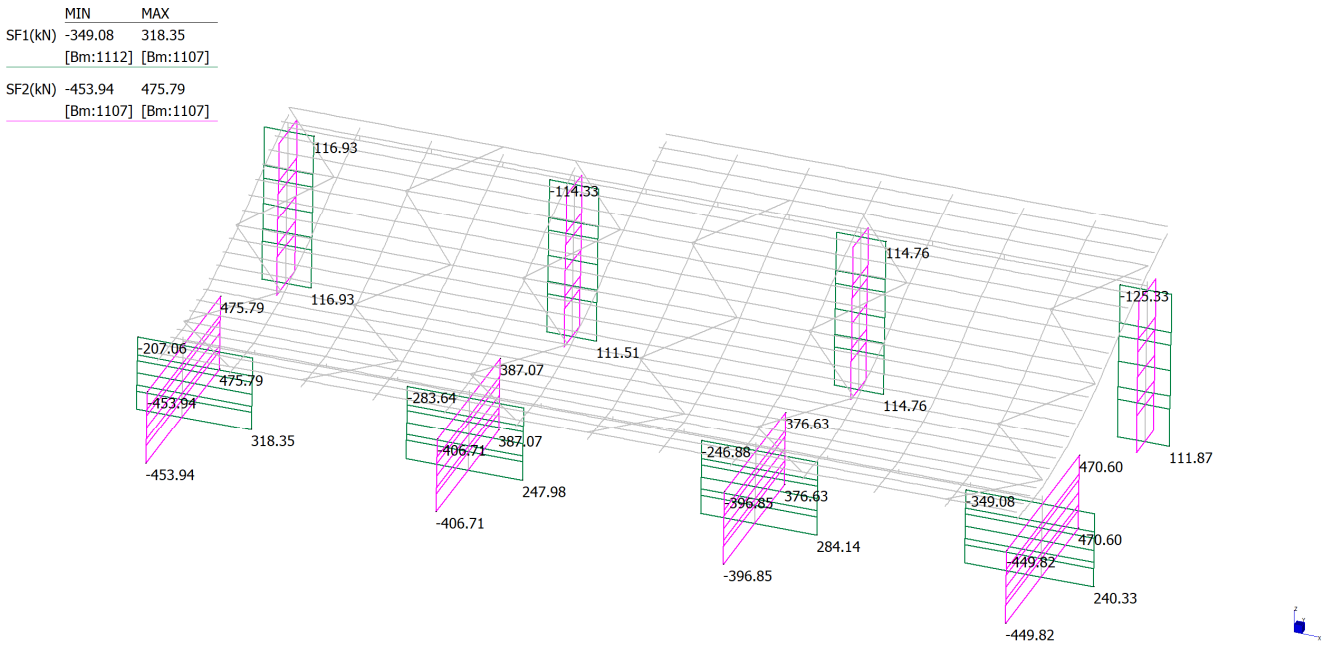
7.2. Sollecitazioni di inviluppo

Si riportano nel seguito gli inviluppi degli sforzi assiali SLU e SLV sugli elementi principali:

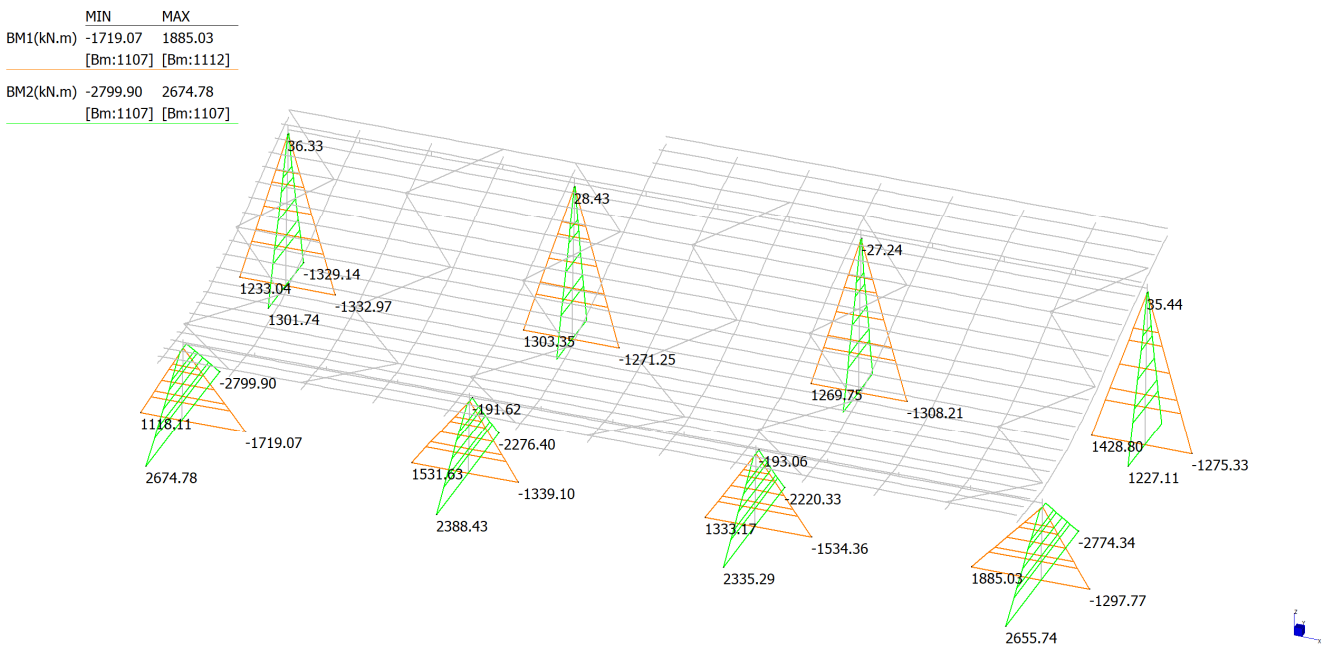
7.2.1. AS1



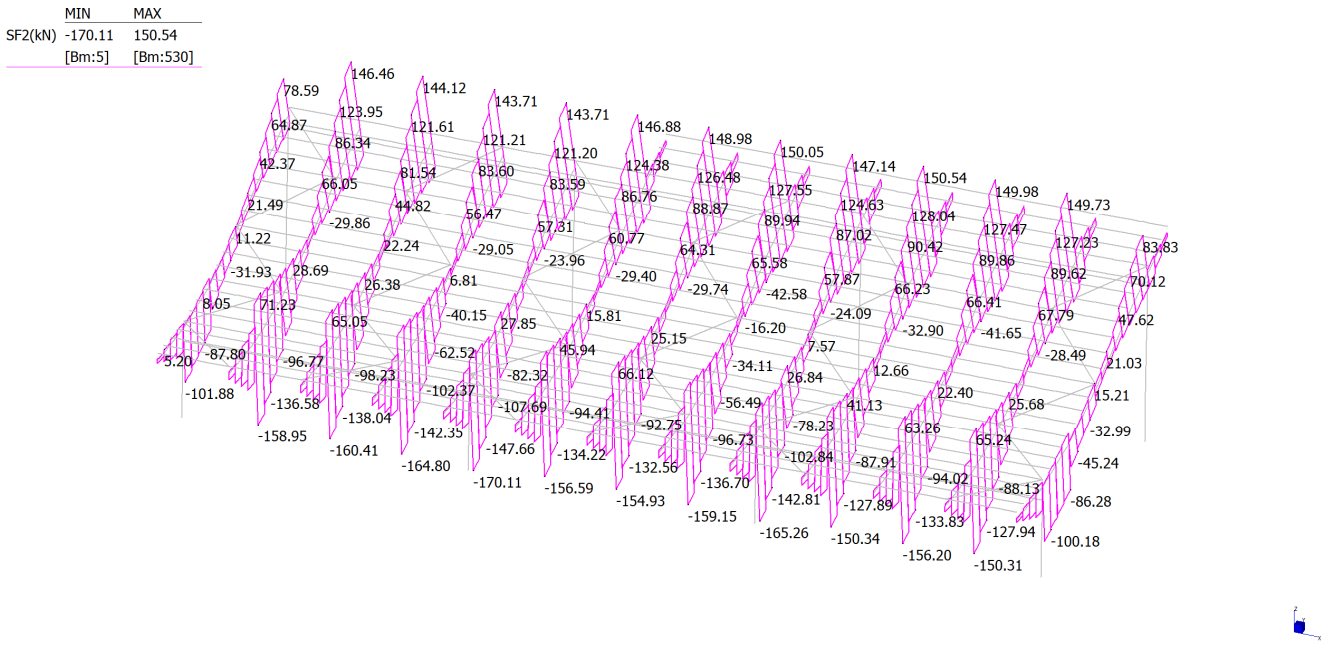
AS1 – Sforzi assiali massimi sulle colonne SLU/SLV



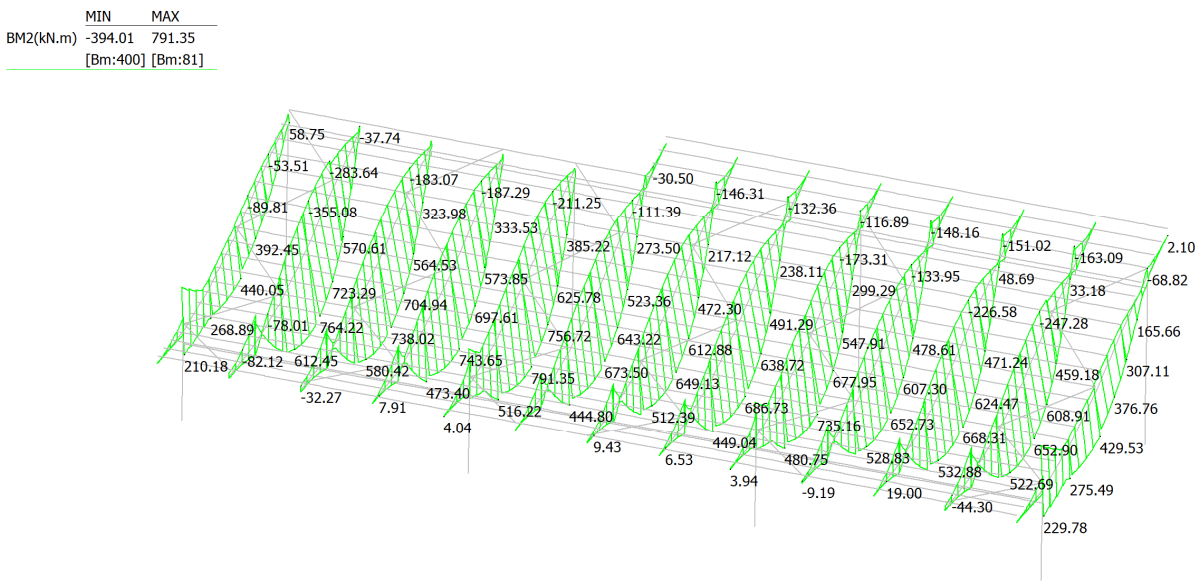
AS1 – Sforzi taglianti massimi sulle colonne SLU/SLV



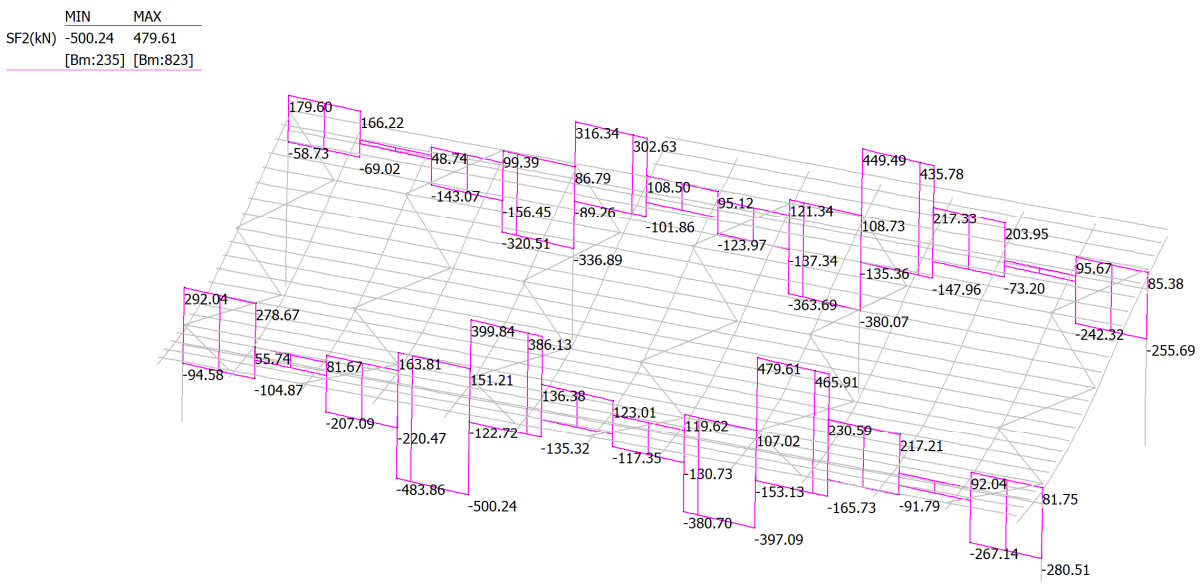
AS1 – Sforzi flettenti massimi sulle colonne SLU/SLV



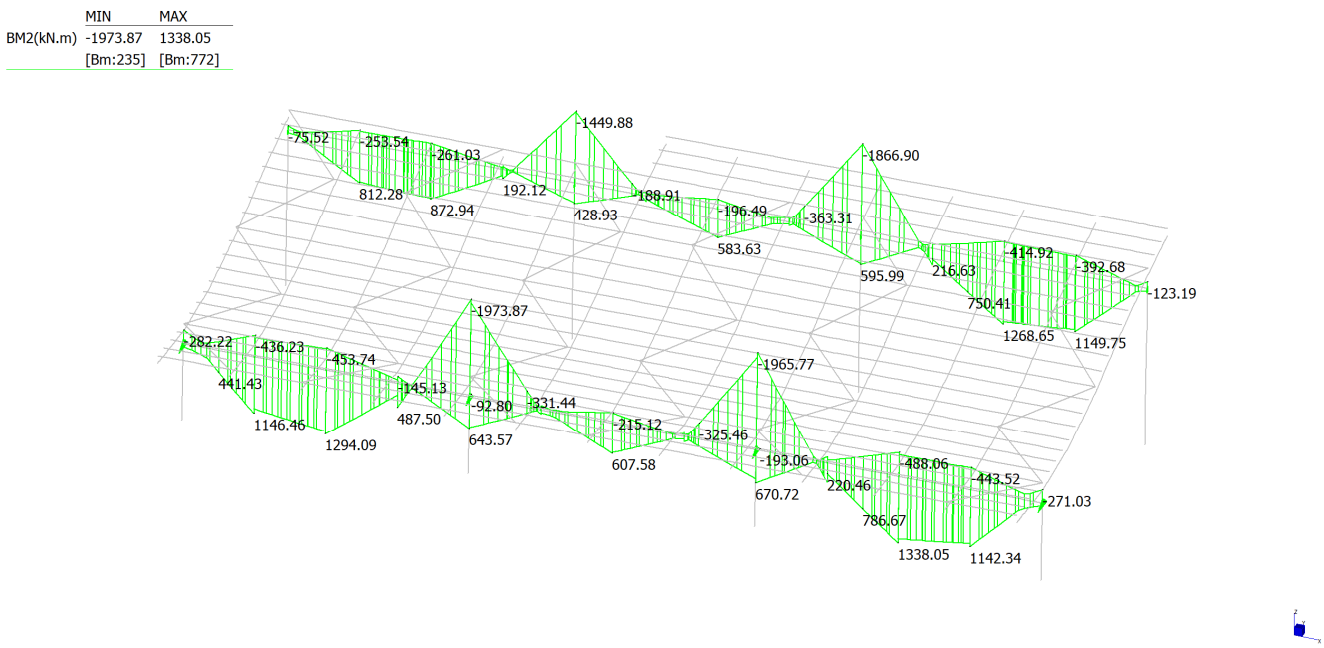
AS1 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV



AS1 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV



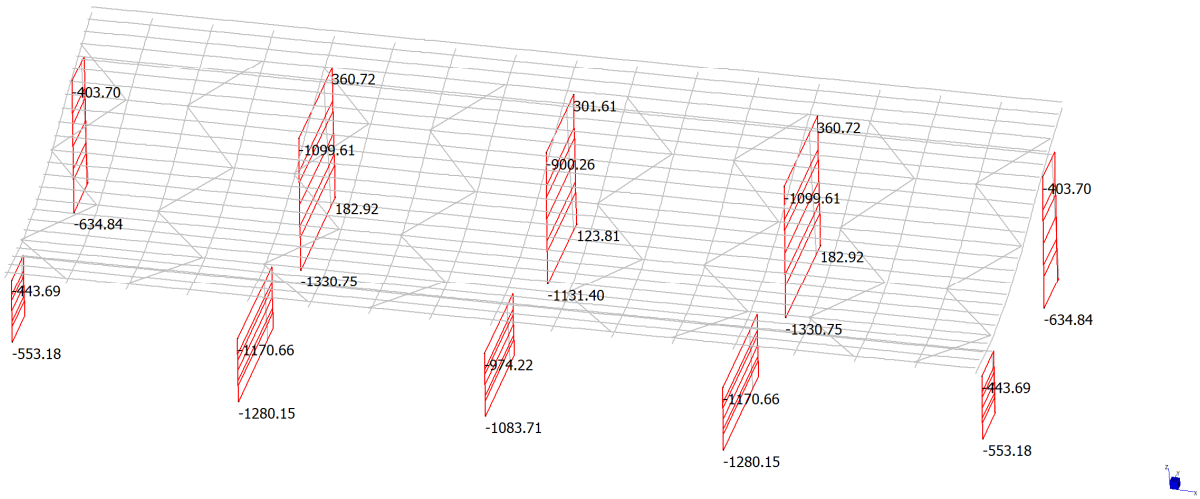
AS1 – Sforzi taglianti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV



AS1 – Sforzi flettenti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

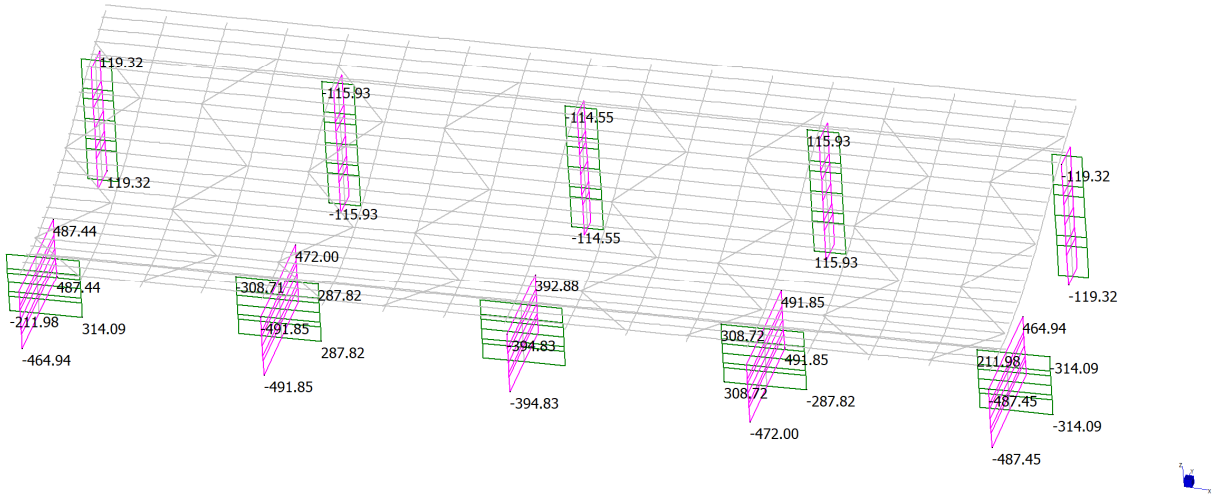
7.2.2. AS2

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1330.75	360.72
	[Bm:445]	[Bm:445]

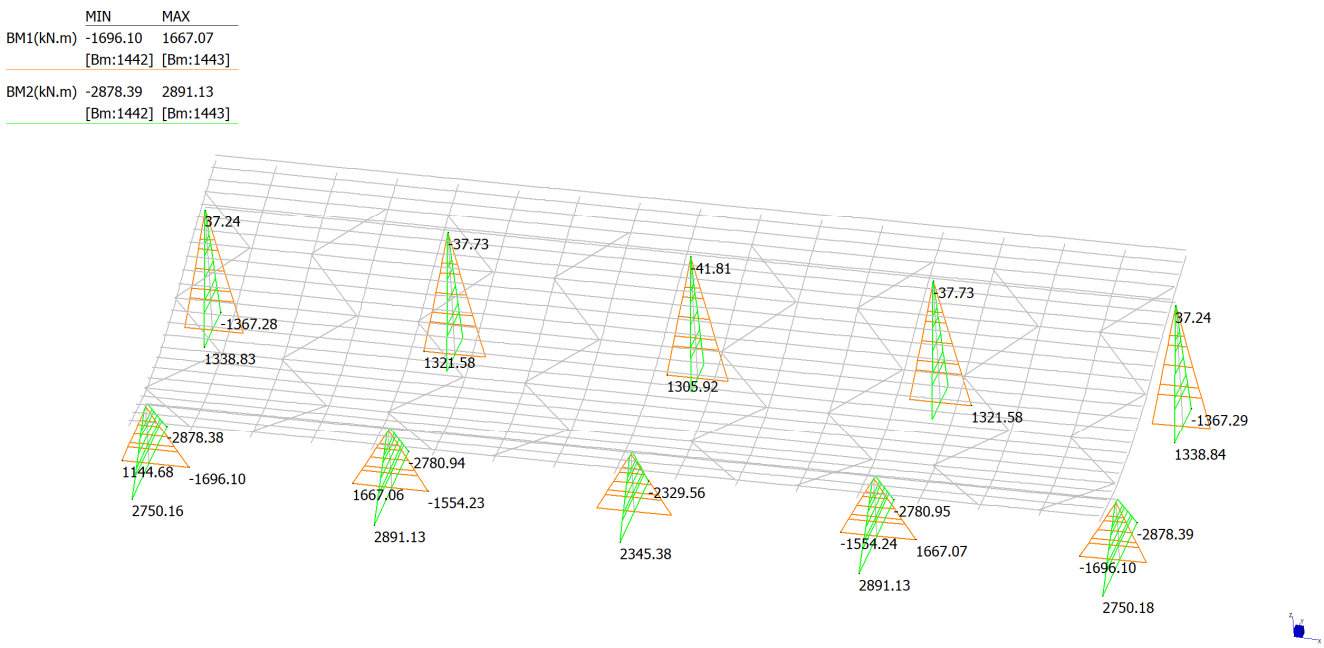


AS2 – Sforzi assiali massimi sulle colonne SLU/SLV

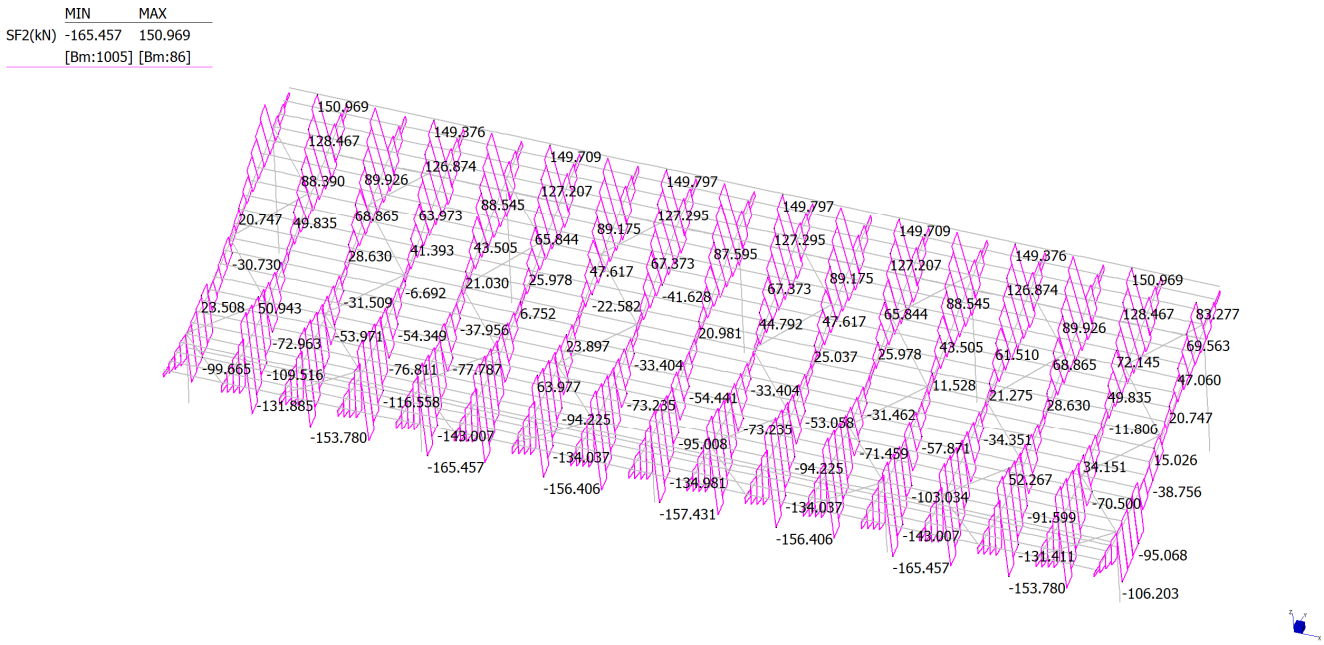
	MIN	MAX
SF1(kN)	-314.09	314.09
	[Bm:1442]	[Bm:442]
SF2(kN)	-491.85	491.85
	[Bm:443]	[Bm:1443]



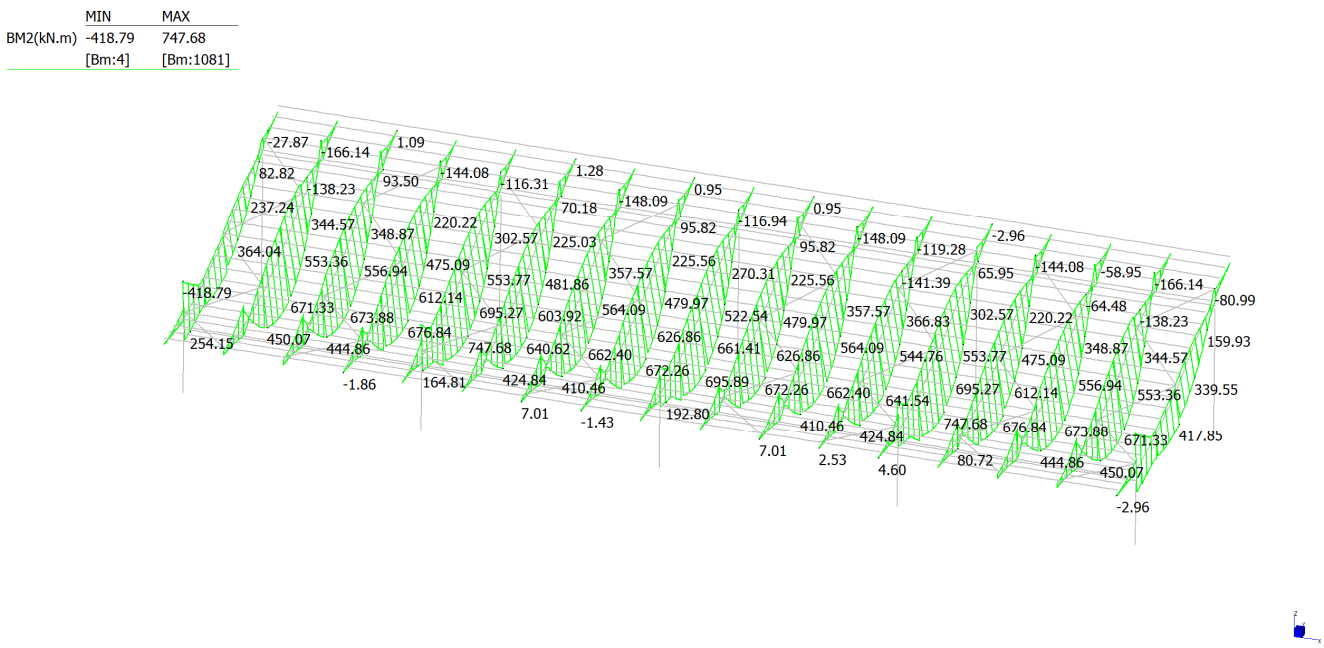
AS2 – Sforzi taglianti massimi sulle colonne SLU/SLV



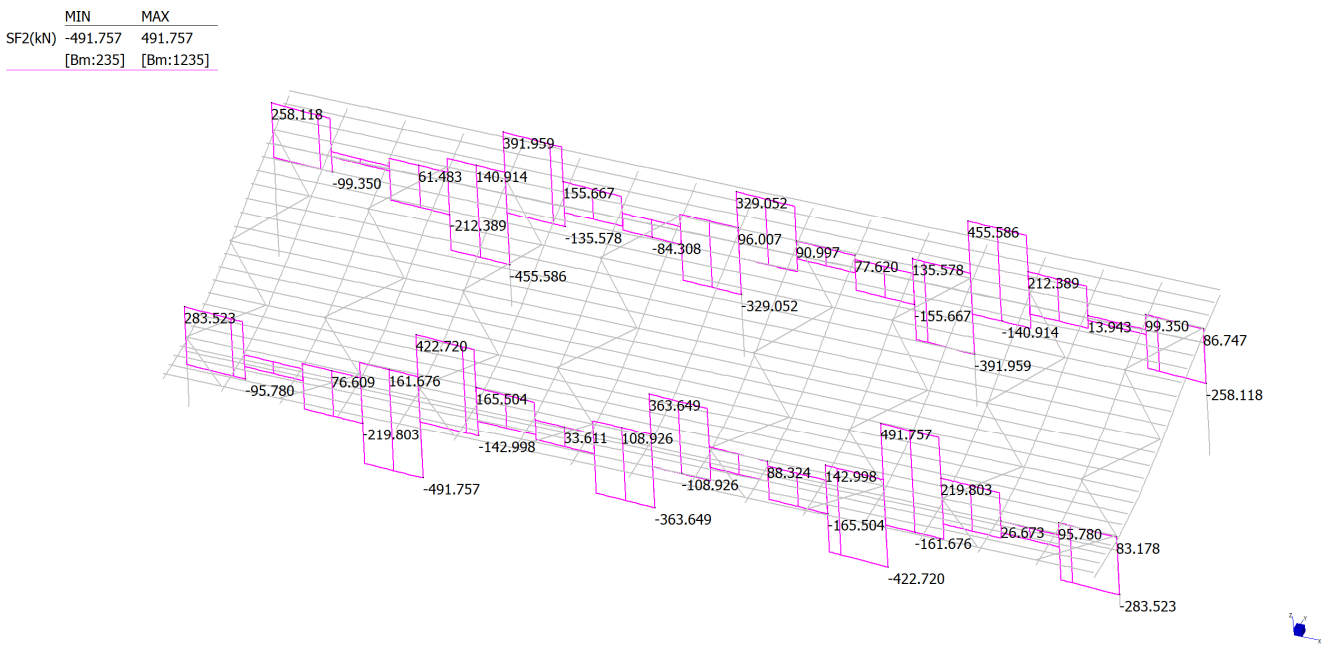
AS2 – Sforzi flettenti massimi sulle colonne SLU/SLV



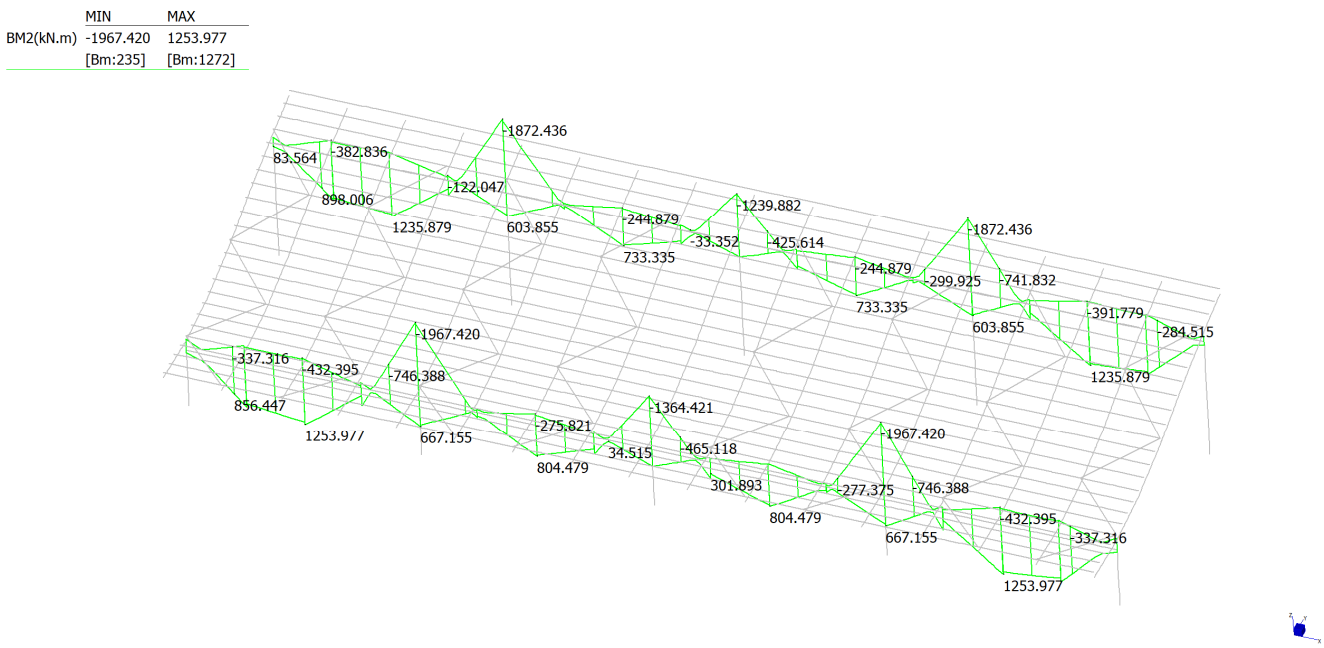
AS2 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV



AS2 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV



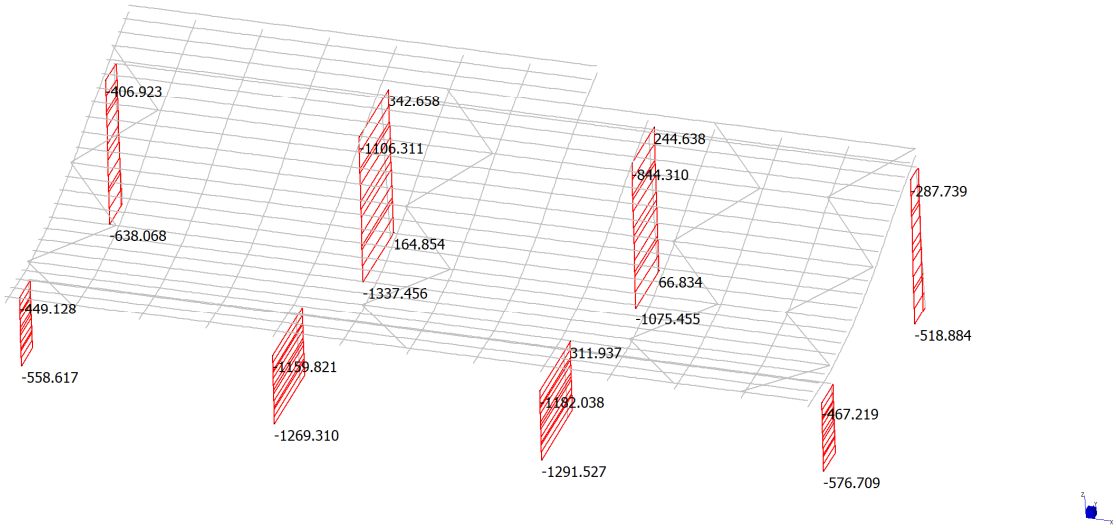
AS2 – Sforzi taglianti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV



AS2 – Sforzi flettenti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

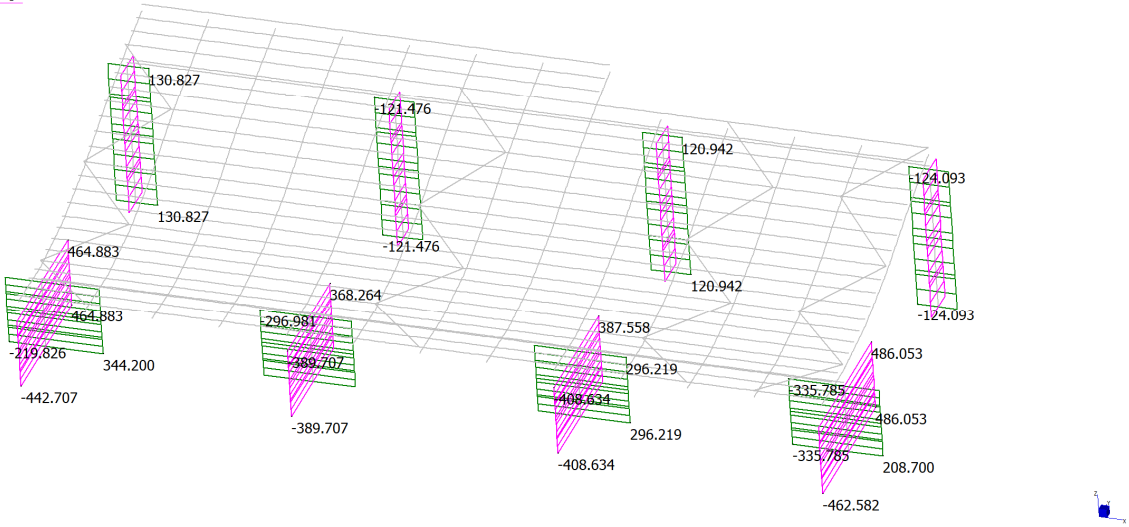
7.2.3. AS3

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1337.456	342.658
	[Bm:1113]	[Bm:1113]



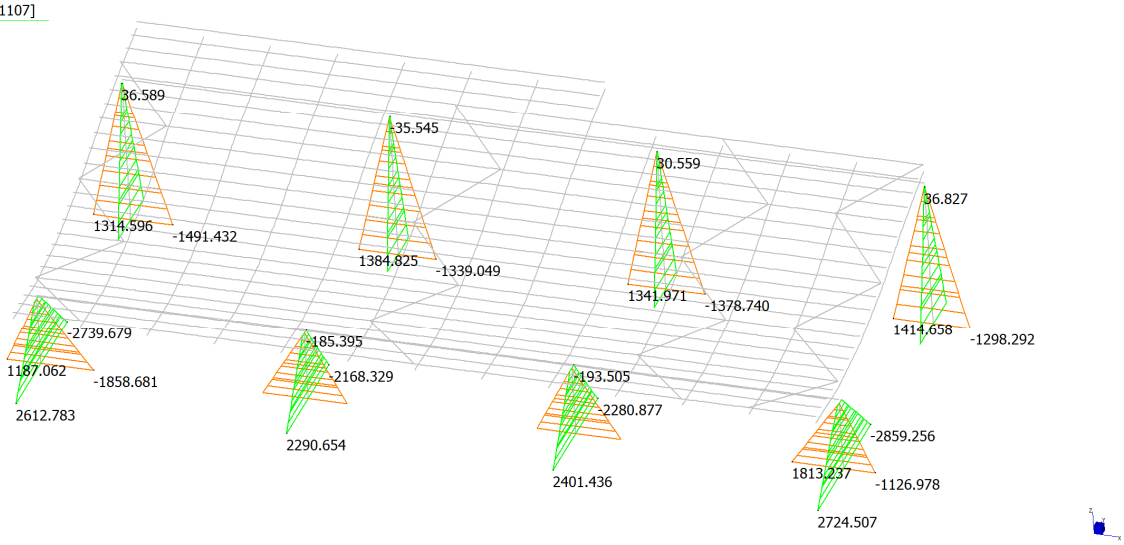
AS3 – Sforzi assiali massimi sulle colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
SF1(kN)	-335.785	344.200
	[Bm:1107]	[Bm:1112]
SF2(kN)	-462.582	486.053
	[Bm:1107]	[Bm:1107]



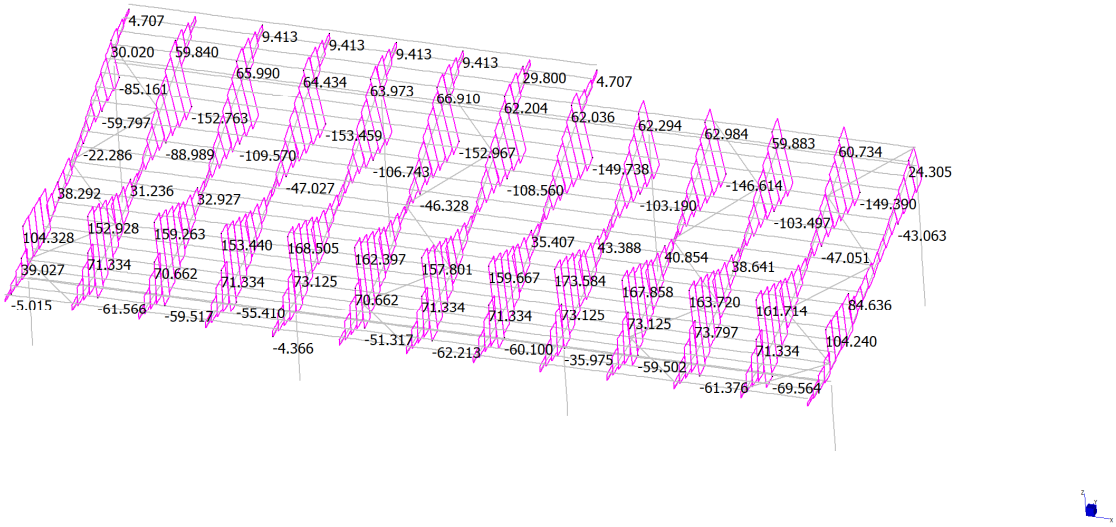
AS3 – Sforzi taglianti massimi sulle colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-1858.681	1813.237
	[Bm:1112]	[Bm:1107]
BM2(kN.m)	-2859.256	2724.507
	[Bm:1107]	[Bm:1107]



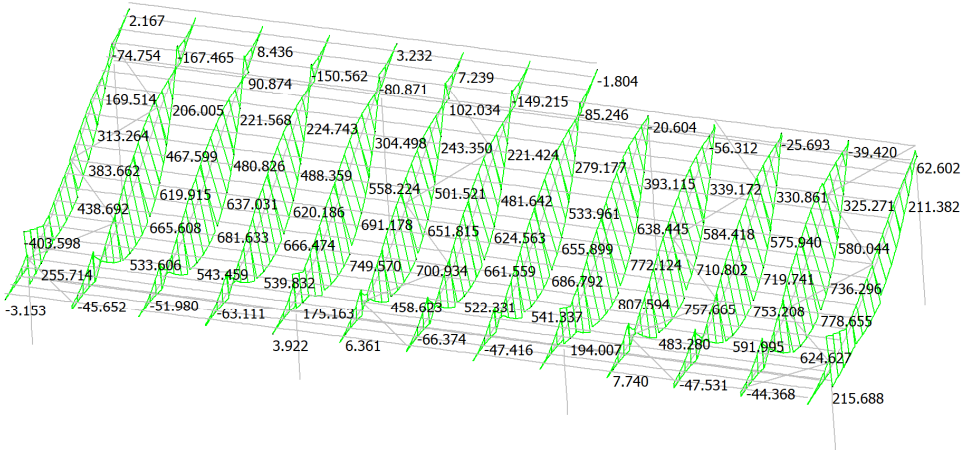
AS3 – Sforzi flettenti massimi sulle colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
SF2(kN)	-153.459	173.584
	[Bm:535]	[Bm:5]



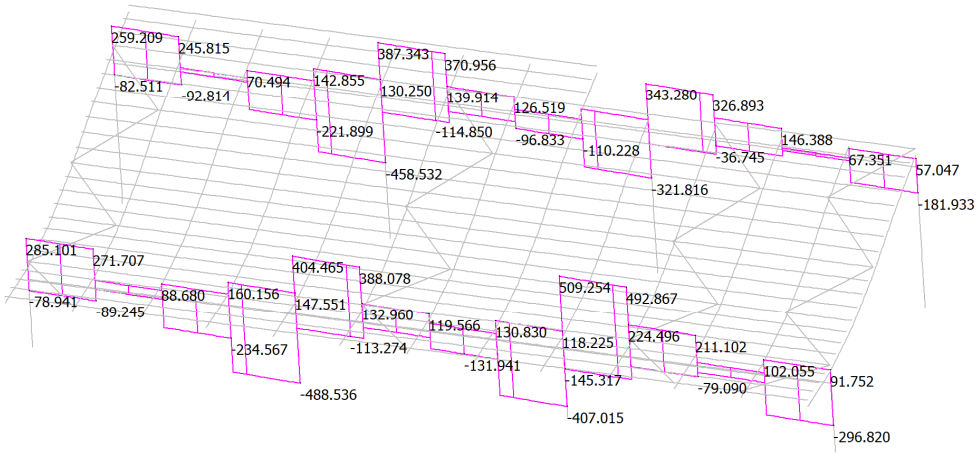
AS3 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-403.598	807.594
	[Bm:405]	[Bm:81]



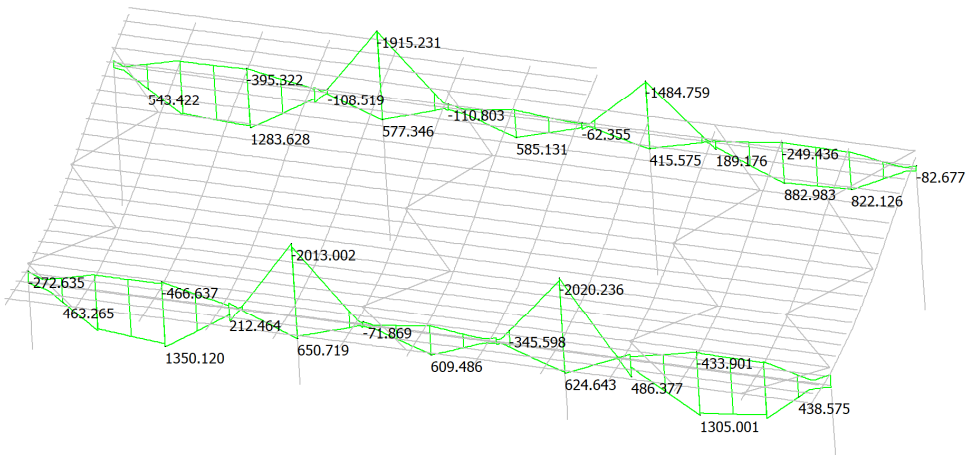
AS3 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV

	MIN	MAX
SF2(kN)	-488.536	509.254
	[Bm:823]	[Bm:235]



AS3 – Sforzi taglianti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

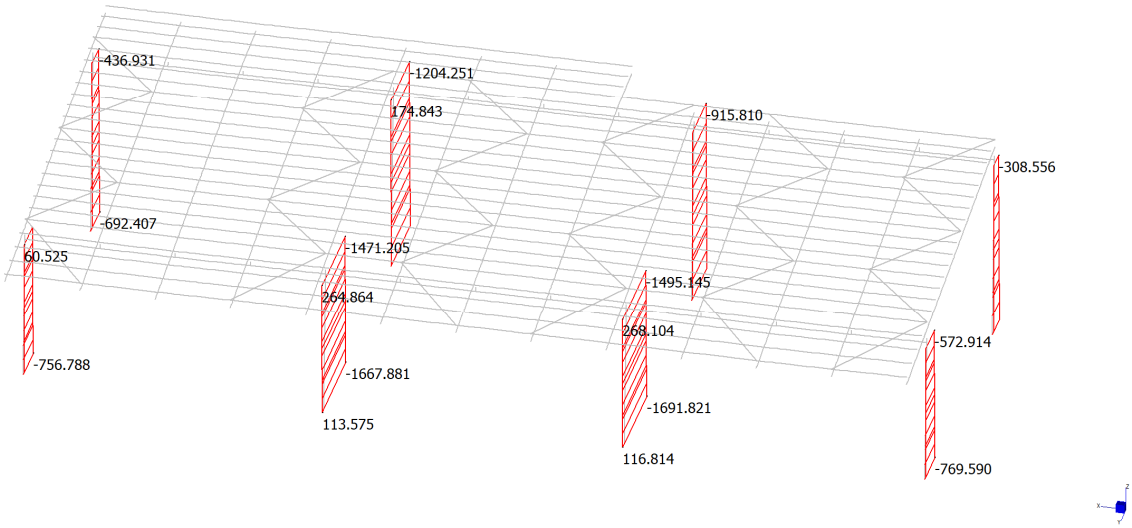
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2020.236	1350.120
	[Bm:235]	[Bm:777]



AS3 – Sforzi flettenti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

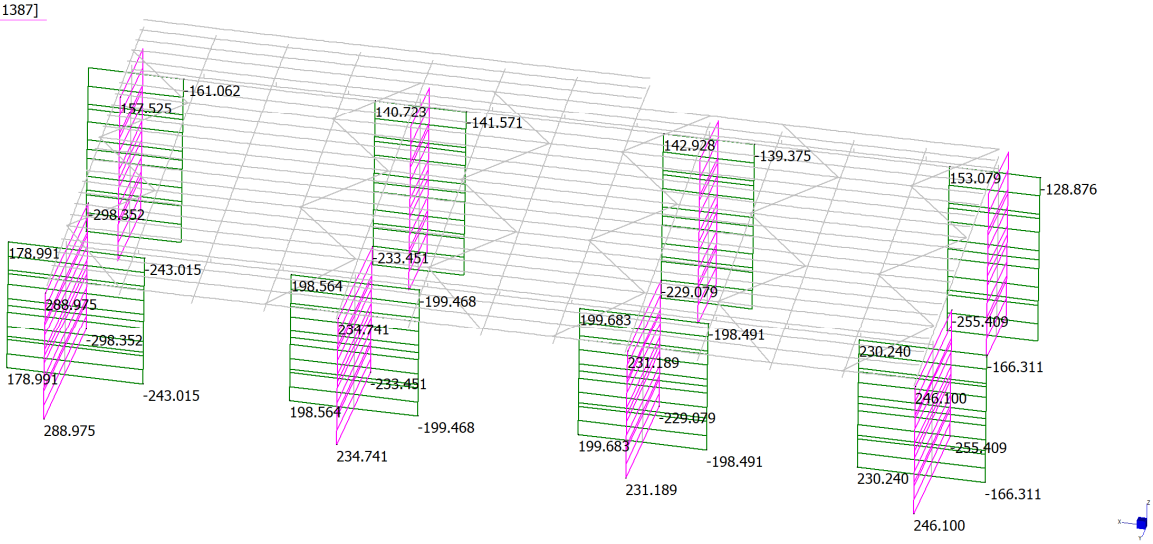
7.2.4. LS1

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1691.821	268.104
	[Bm:1383]	[Bm:1383]

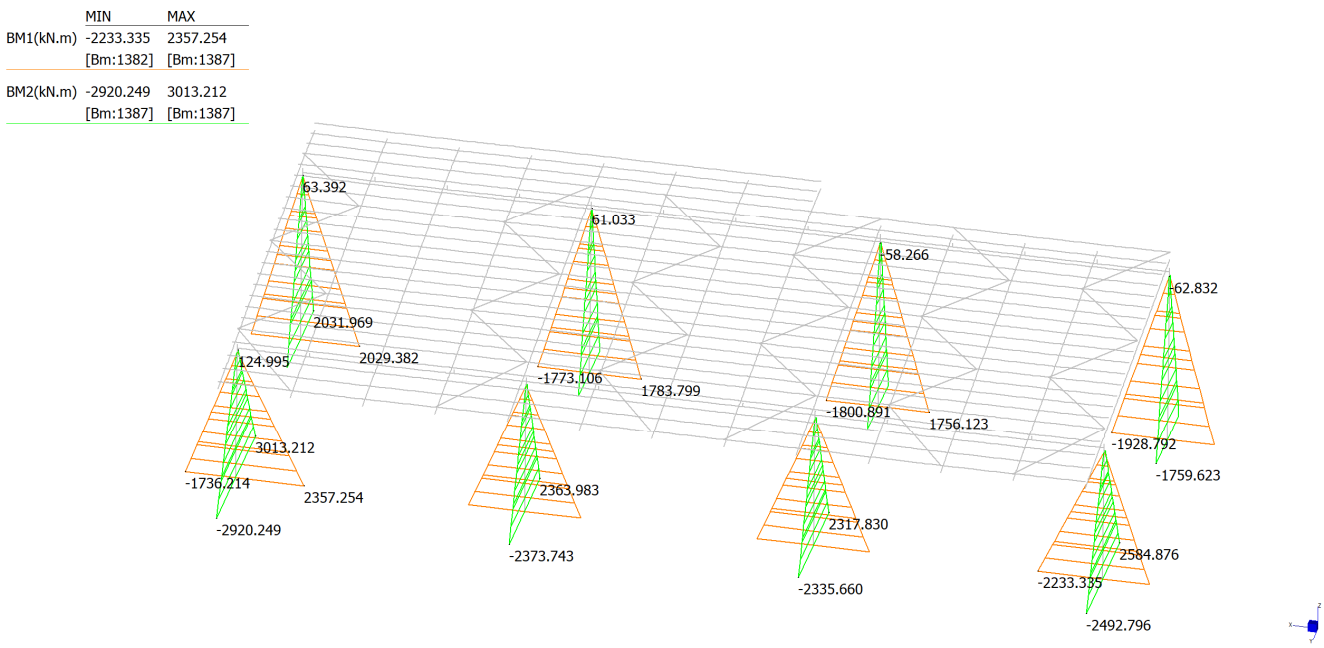


LS1 – Sforzi assiali massimi sulle colonne SLU/SLV

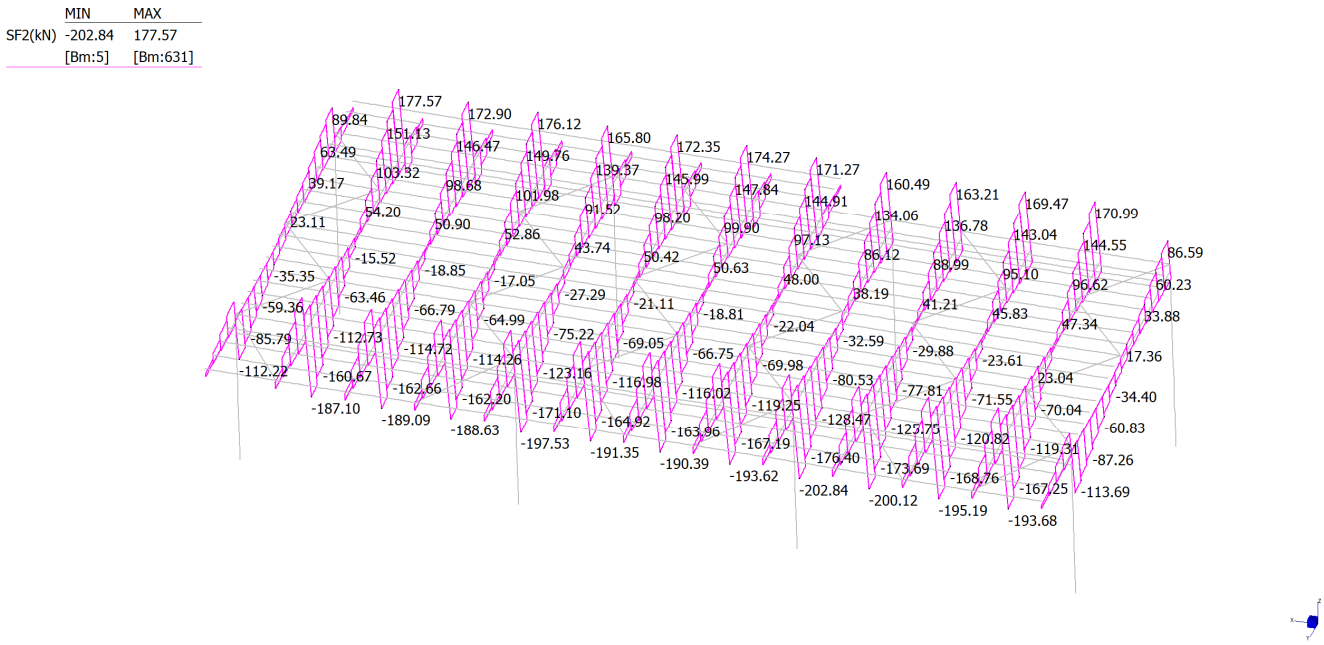
	MIN	MAX
SF1(kN)	-243.015	230.240
	[Bm:1387]	[Bm:1382]
SF2(kN)	-298.352	288.975
	[Bm:1387]	[Bm:1387]



LS1 – Sforzi taglianti massimi sulle colonne SLU/SLV

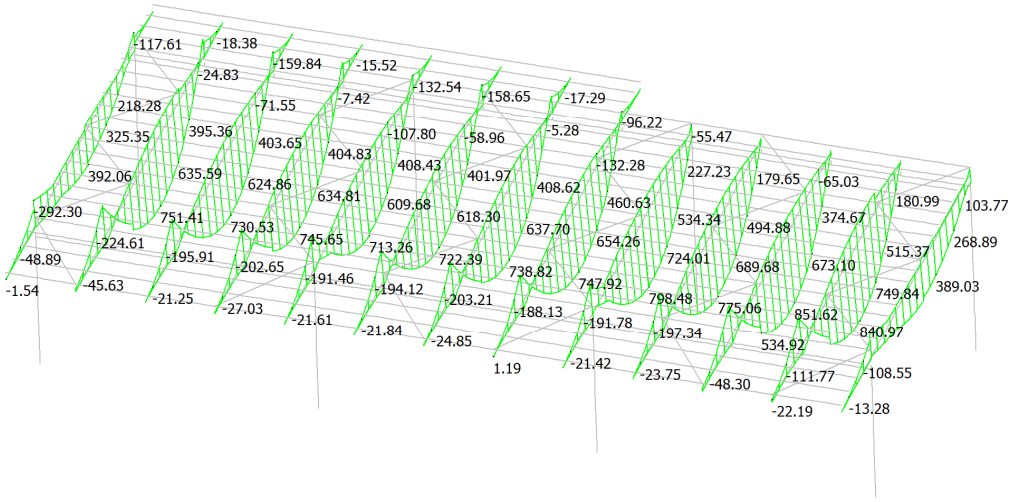


LS1 – Sforzi flettenti massimi sulle colonne SLU/SLV



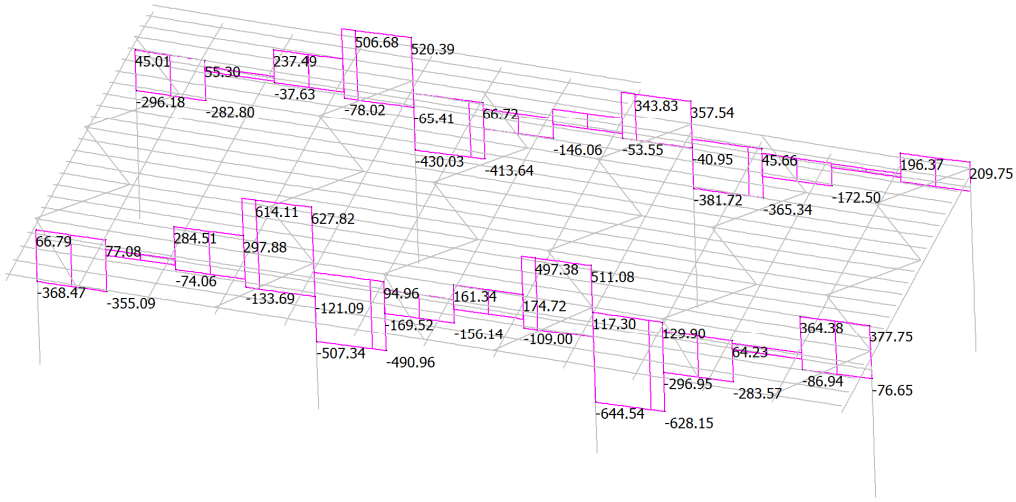
LS1 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-404.30	851.62
	[Bm:488]	[Bm:61]

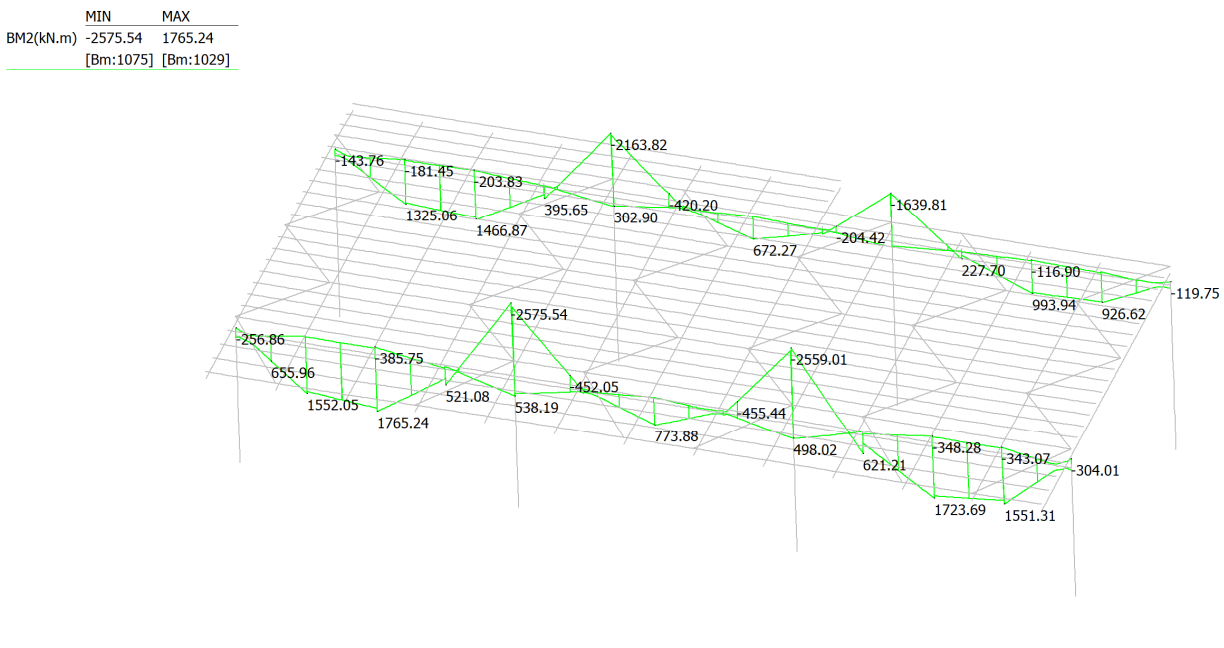


LS1 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV

	MIN	MAX
SF2(kN)	-644.54	627.82
	[Bm:319]	[Bm:1075]



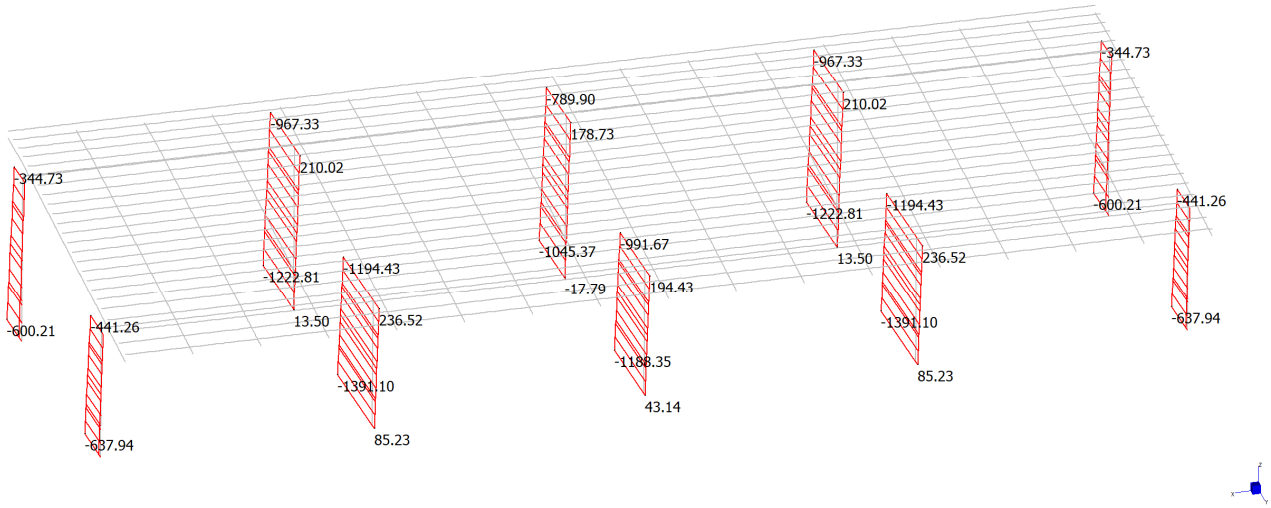
LS1 – Sforzi taglianti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV



LS1 – Sforzi flettenti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

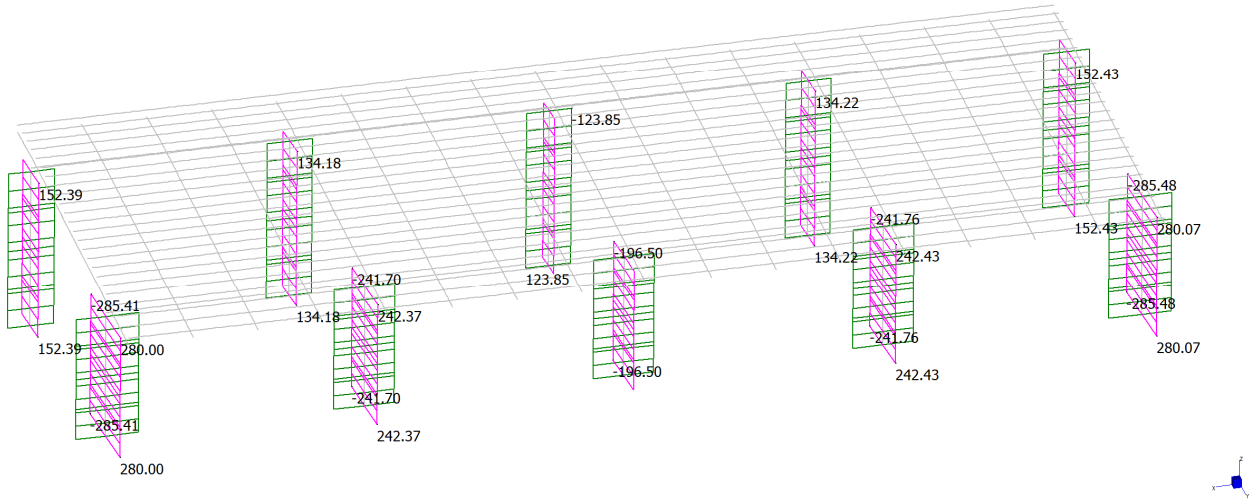
7.2.5. LS2

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1391.10	236.52
	[Bm:1890]	[Bm:1890]



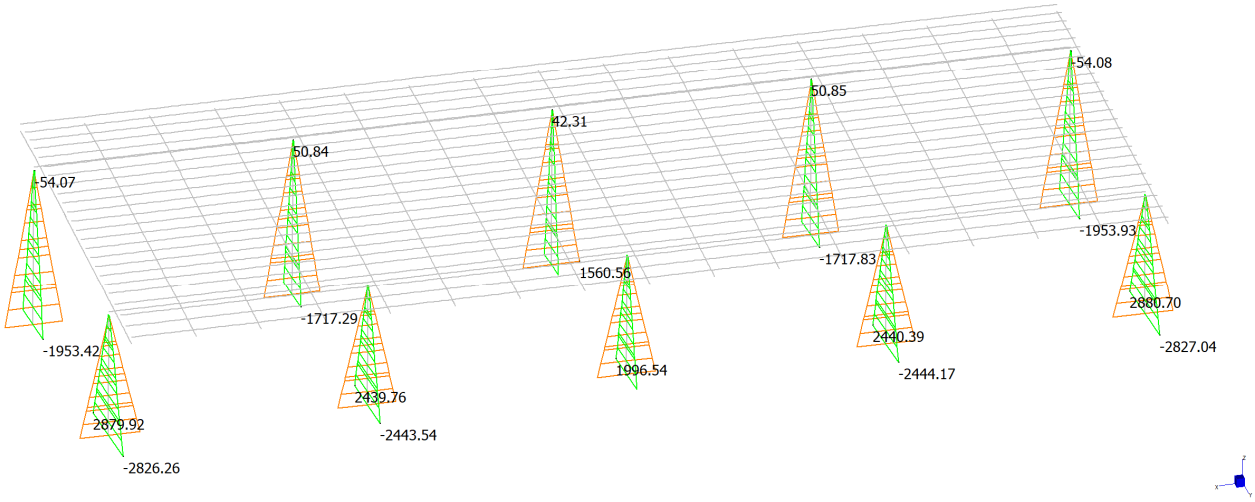
LS2 – Sforzi assiali massimi sulle colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
SF1(kN)	-182.43	182.38
	[Bm:1891]	[Bm:1886]
SF2(kN)	-285.48	280.07
	[Bm:1886]	[Bm:1886]



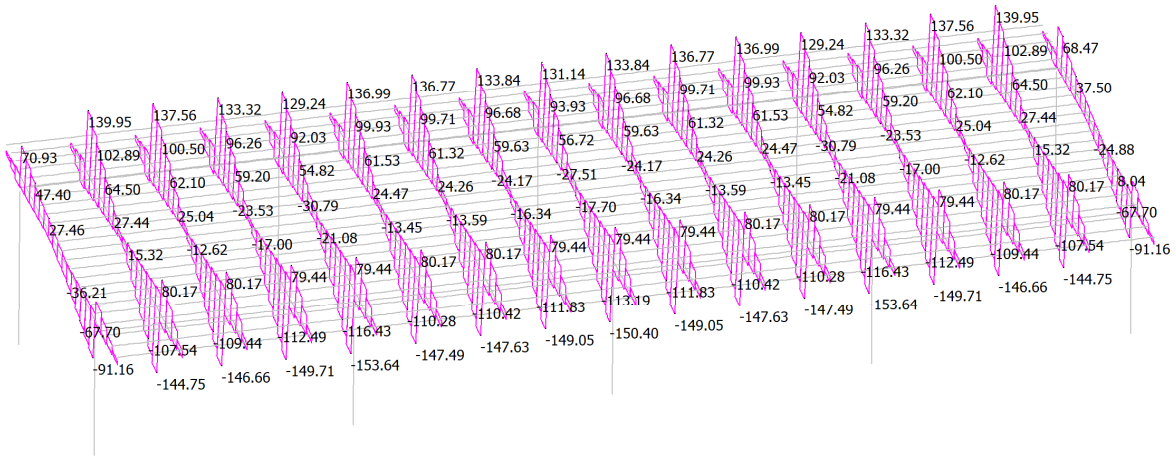
LS2 – Sforzi taglianti massimi sulle colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-1769.12	1769.61
	[Bm:1886]	[Bm:1891]
BM2(kN.m)	-2827.04	2880.70
	[Bm:1886]	[Bm:1886]



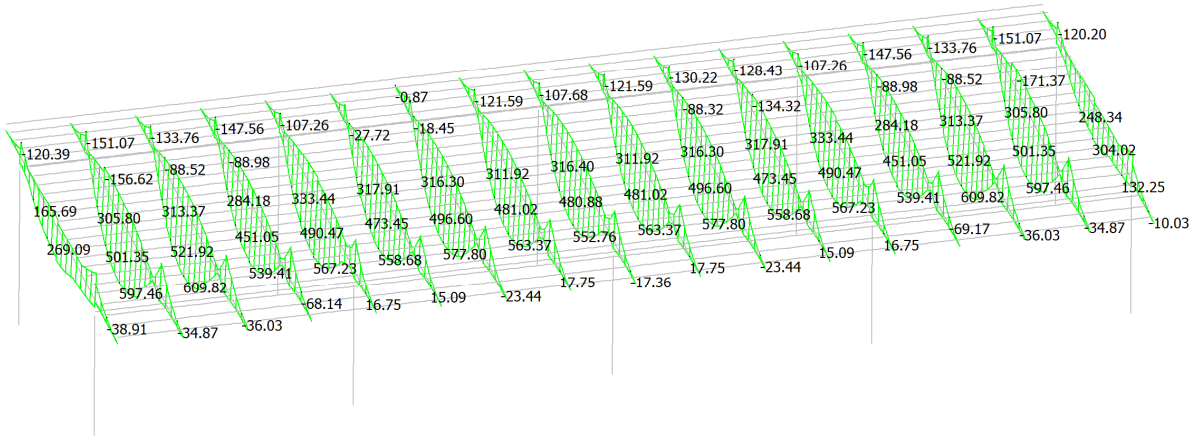
LS2 – Sforzi flettenti massimi sulle colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
SF2(kN)	-153.64	139.95
	[Bm:62]	[Bm:322]



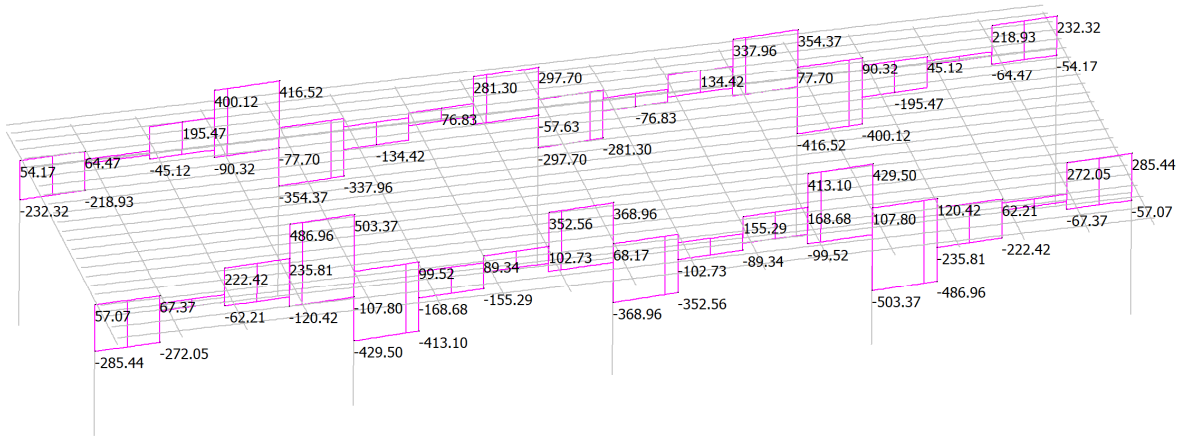
LS2 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-304.69	609.82
	[Bm:58]	[Bm:86]



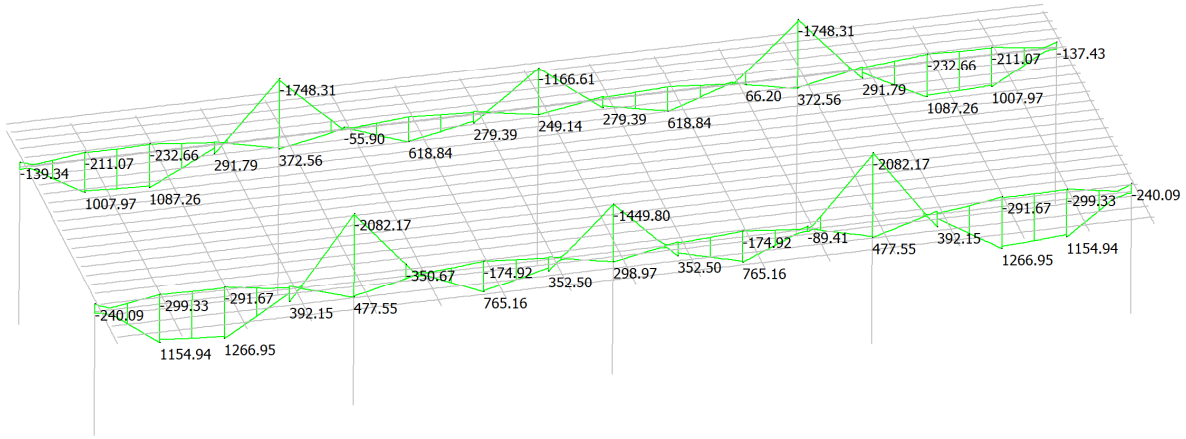
LS2 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV

	MIN	MAX
SF2(kN)	-503.37	503.37
	[Bm:1134]	[Bm:1173]



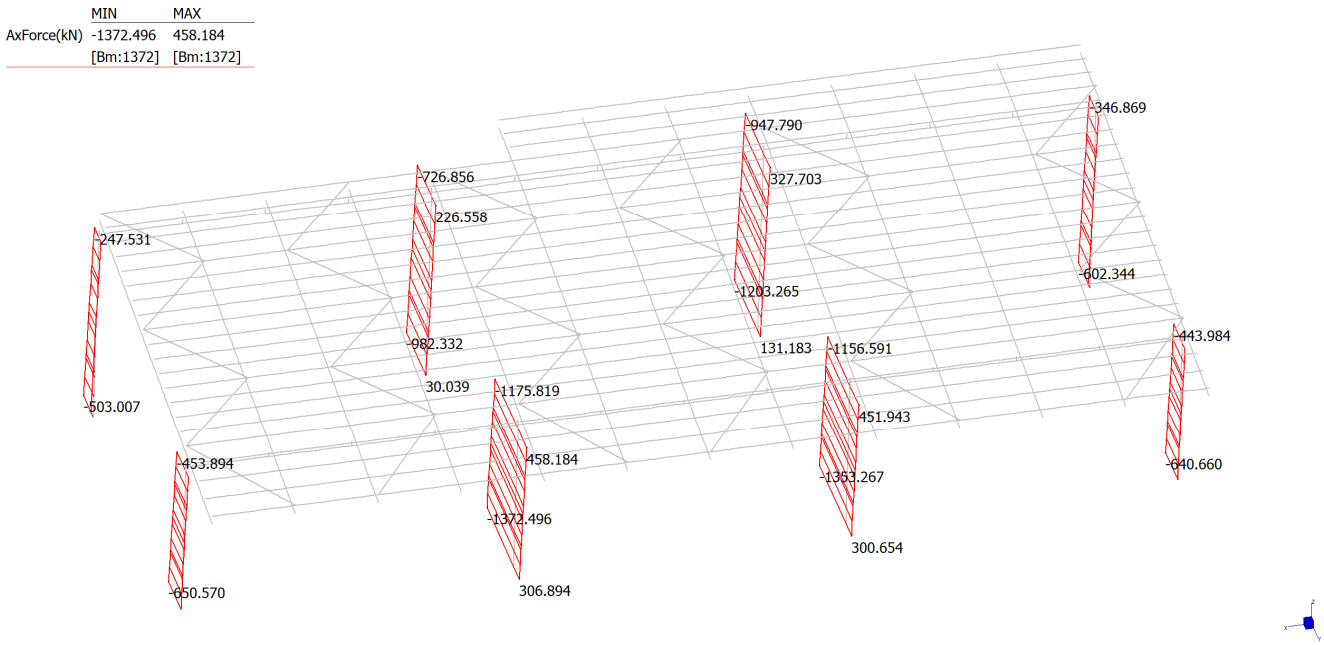
LS2 – Sforzi taglianti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2082.17	1266.95
	[Bm:1134]	[Bm:1145]

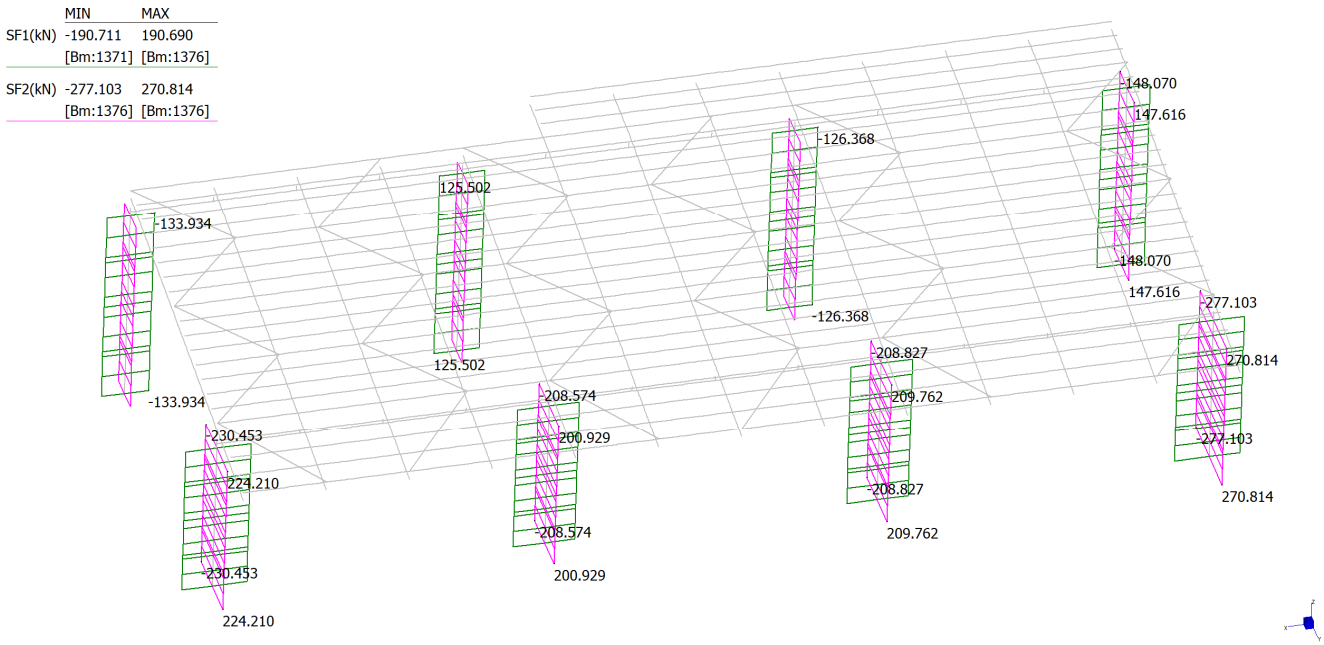


LS2 – Sforzi flettenti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

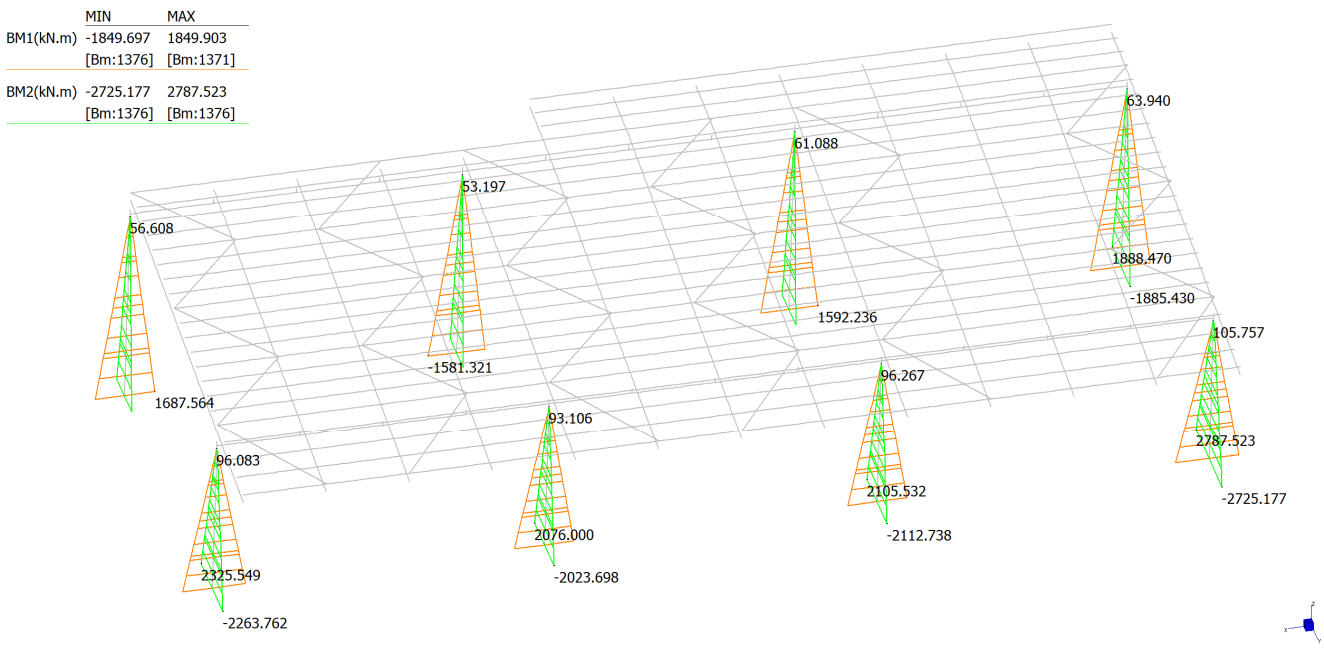
7.2.6. LS3



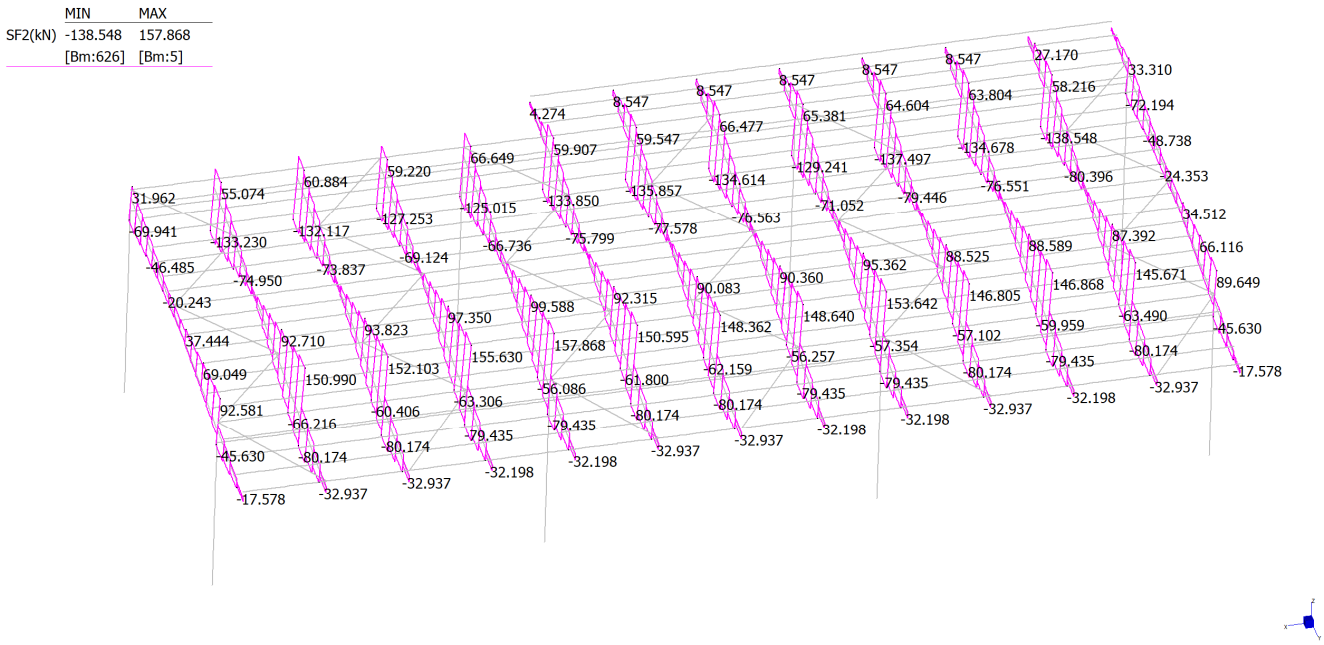
LS3 – Sforzi assiali massimi sulle colonne SLU/SLV



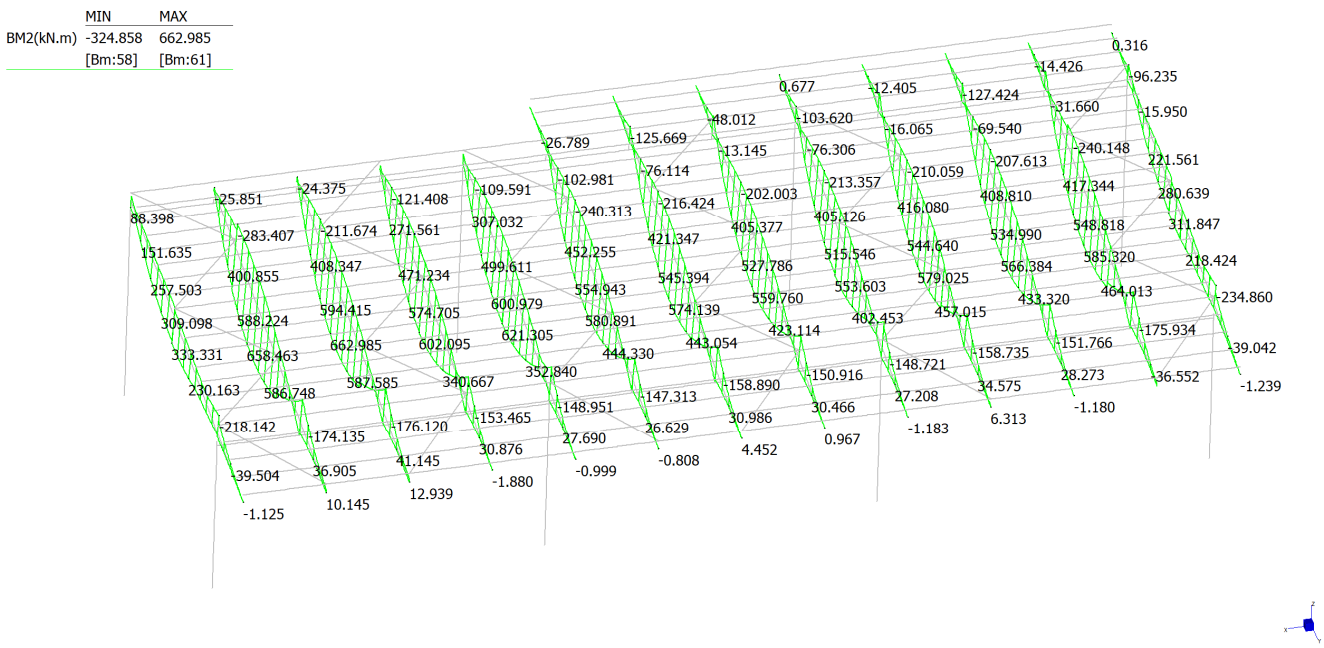
LS3 – Sforzi taglianti massimi sulle colonne SLU/SLV



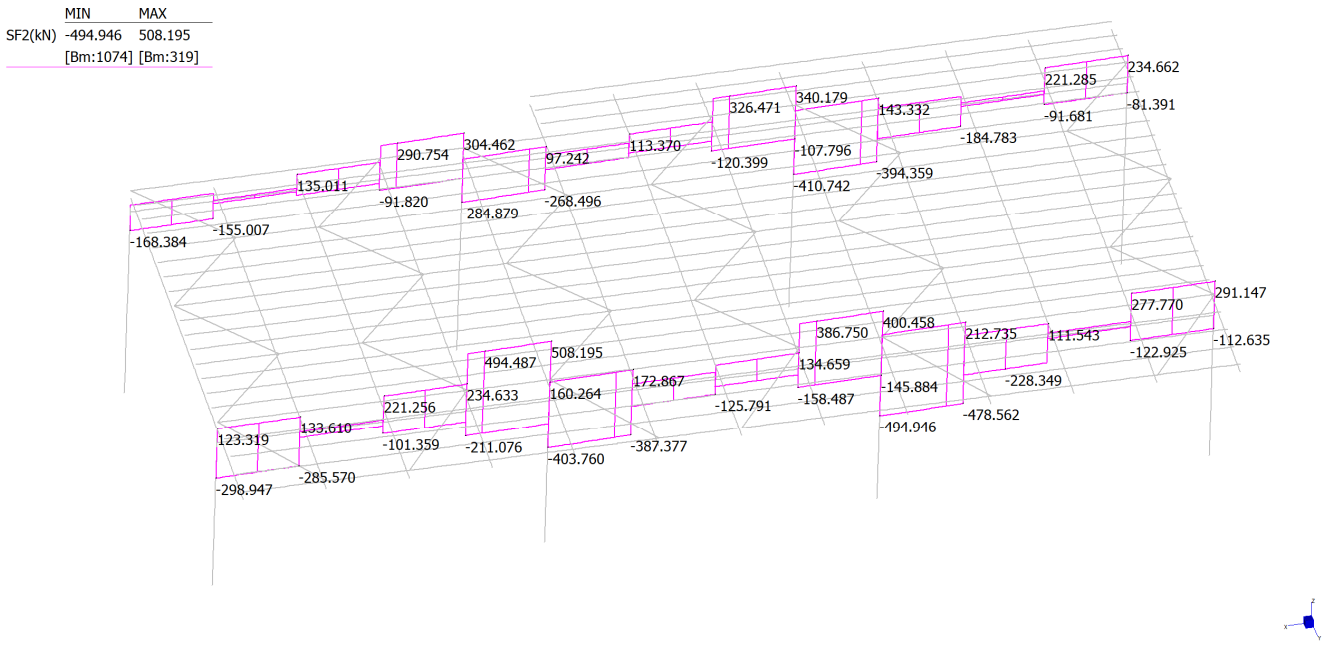
LS3 – Sforzi flettenti massimi sulle colonne SLU/SLV



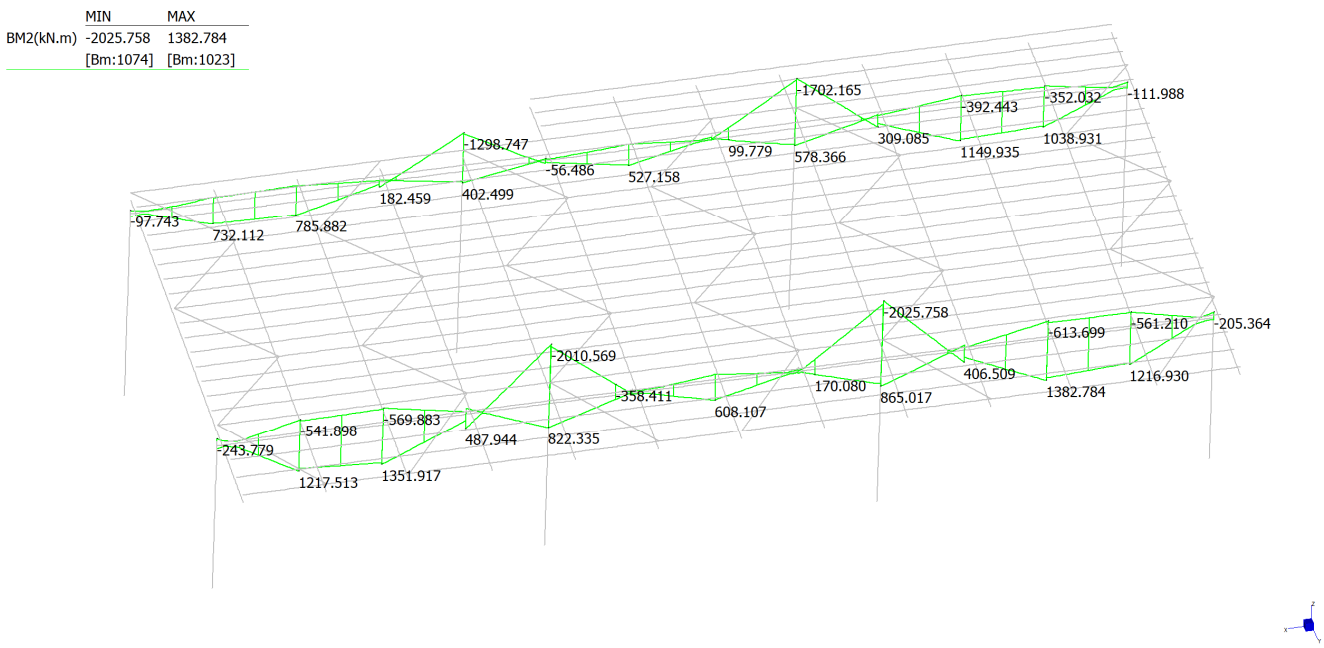
LS3 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV



LS3 – Sforzi flettenti massimi travi in legno lamellare SLU/SLV



LS3 – Sforzi taglianti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV



LS3 – Sforzi flettenti massimi traversi tra le colonne SLU/SLV

7.3. Modi di vibrare

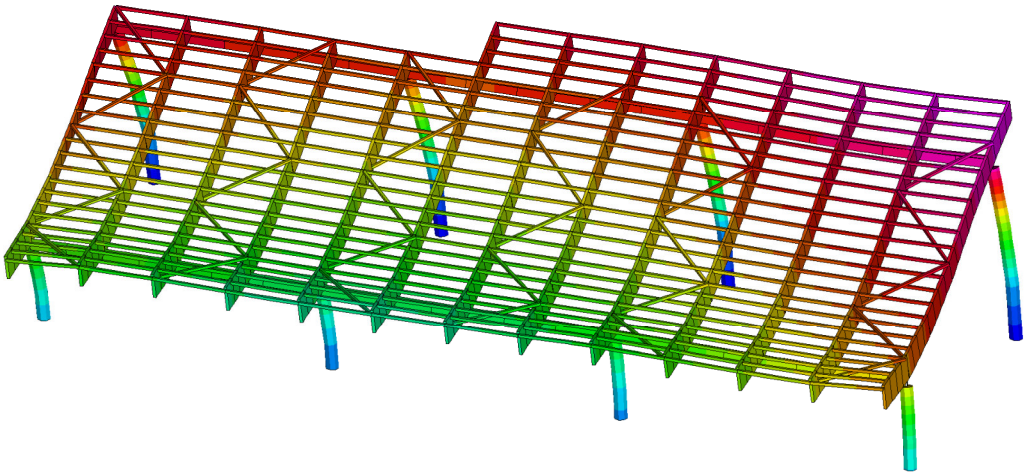
Nel presente paragrafo si analizzano i modi di vibrare della struttura che fornisce una valutazione globale sul comportamento del sistema soggetto a sisma.

Le tabelle presentate elencano i primi 50 modi di vibrare della struttura ordinati dal periodo più alto al più basso, riportando allo stesso tempo la percentuale di massa eccitata nelle due direzioni principali dell'edificio.

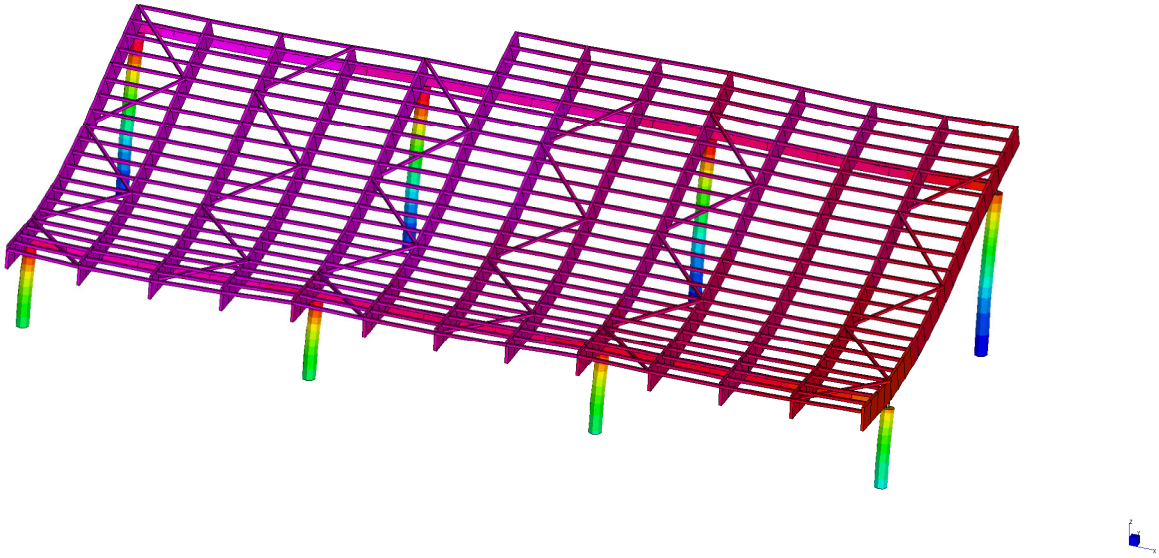
Dallo studio delle deformate dei modi di vibrare con elevata massa partecipante si evidenzia un comportamento prevalentemente traslazionale. Modi di vibrare di questo tipo evidenziano un buon comportamento globale della struttura che nel suo complesso manifesta un comportamento di insieme senza picchi di deformazione per modi di vibrare con periodi alti.

7.3.1. AS1

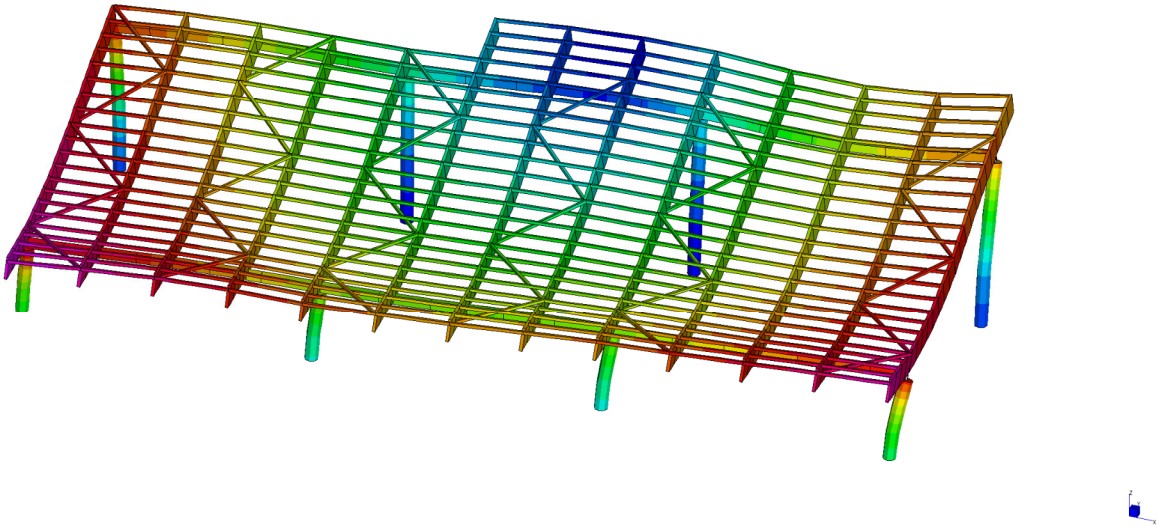
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	0.7133	62.71%	2.19%
2	0.5000	1.84%	86.38%
3	0.3333	21.17%	0.05%
4	0.2500	0.14%	0.07%
5	0.2000	0.09%	0.00%
6	0.1667	0.00%	0.04%
7	0.1429	0.01%	0.05%
8	0.1250	0.01%	0.32%
9	0.1111	0.00%	0.00%
10	0.1000	0.00%	0.01%
11	0.2063	0.00%	0.00%
12	0.0833	0.00%	0.00%
13	0.0769	0.01%	0.00%
14	0.0714	0.00%	0.00%
15	0.0667	0.00%	0.00%
16	0.0625	0.00%	0.01%
17	0.0588	0.01%	0.13%
18	0.0556	0.01%	5.36%
19	0.0526	0.22%	0.04%
20	0.0500	4.73%	0.01%
Totale		**90.96%**	**94.65%**



AS1 – Modo di vibrare 1



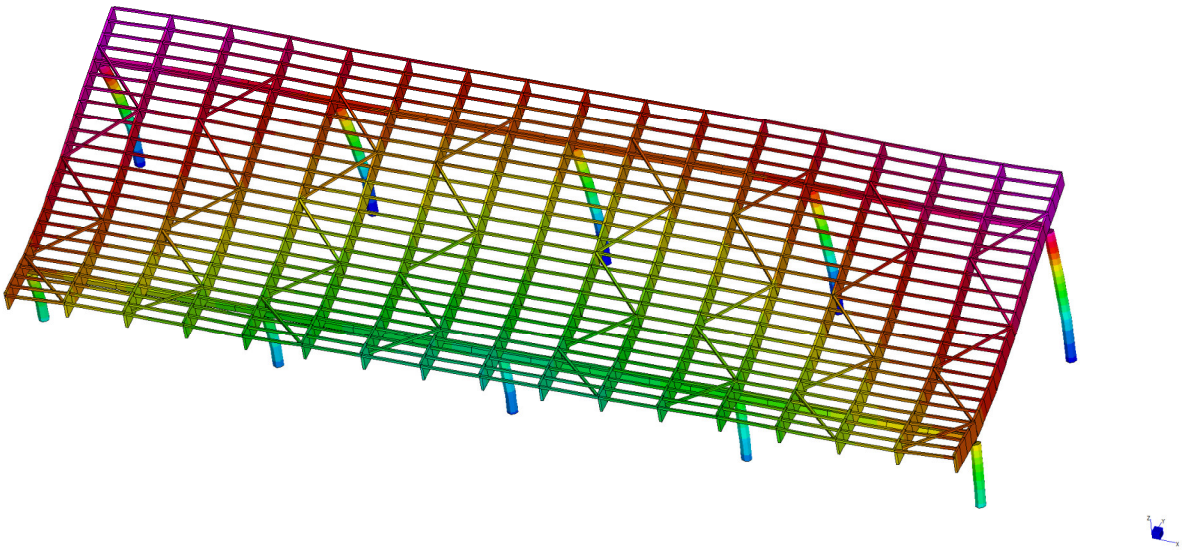
AS1 – Modo di vibrare 2



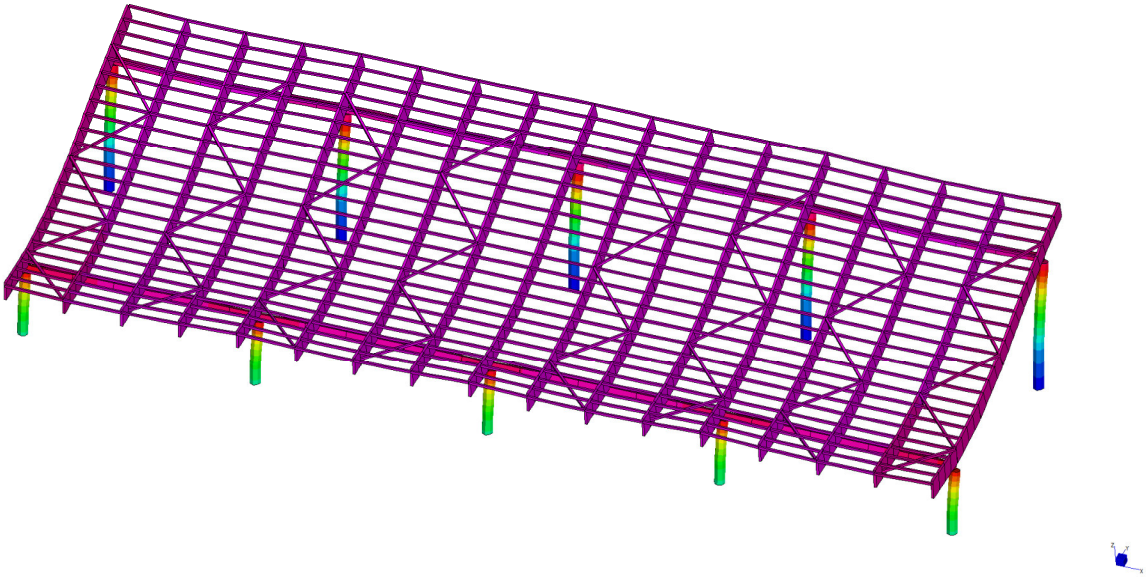
AS1 – Modo di vibrare 3

7.3.2. AS2

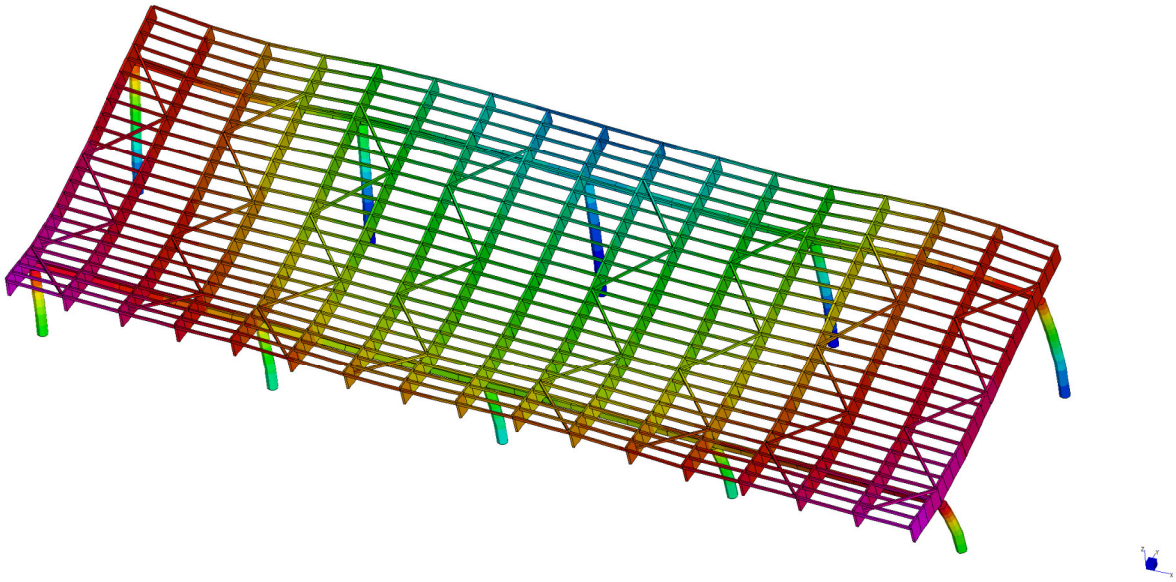
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	0.7310	53.89%	0.00%
2	0.7230	0.00%	91.00%
3	0.5776	31.05%	0.00%
4	0.4712	0.13%	0.00%
5	0.4318	0.00%	0.09%
6	0.3601	0.02%	0.00%
7	0.3538	0.04%	0.00%
8	0.3482	0.00%	0.01%
9	0.3163	0.00%	0.34%
10	0.3079	0.00%	0.00%
11	0.2715	0.00%	0.00%
12	0.2114	0.00%	0.05%
13	0.2095	0.00%	0.00%
14	0.2046	0.00%	0.00%
15	0.1972	0.00%	0.00%
16	0.1936	0.00%	0.02%
17	0.1883	0.00%	0.08%
18	0.1710	0.00%	0.00%
19	0.1647	0.00%	0.00%
20	0.1627	0.00%	0.00%
21	0.1509	0.00%	0.00%
22	0.1503	0.00%	2.85%
23	0.1496	2.64%	0.00%
24	0.1495	0.00%	0.02%
25	0.1447	0.00%	0.03%
26	0.1442	0.00%	0.00%
27	0.1414	0.00%	0.82%
28	0.1409	0.01%	0.00%
29	0.1395	0.11%	0.00%
30	0.1388	0.00%	0.24%
31	0.1387	0.00%	2.77%
32	0.1384	3.06%	0.00%
33	0.1383	0.64%	0.00%
34	0.1382	0.00%	0.01%
35	0.1382	0.01%	0.00%
36	0.1350	0.00%	0.00%
37	0.1331	0.00%	0.00%
38	0.1282	0.03%	0.00%
39	0.1267	0.04%	0.00%
40	0.1255	0.00%	0.00%
Totale		**91.67%**	**98.31%**



AS2 – Modo di vibrare 1



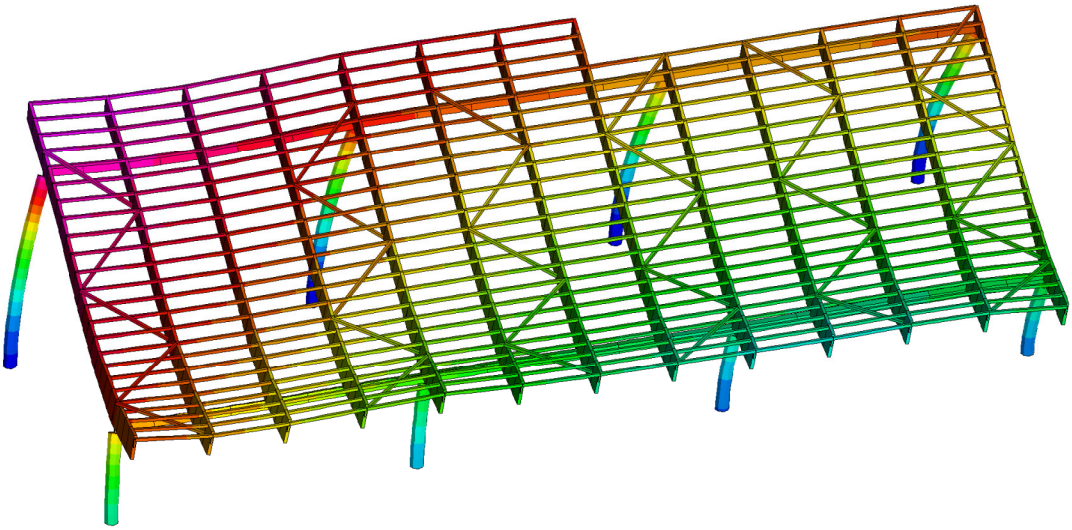
AS2 – Modo di vibrare 2



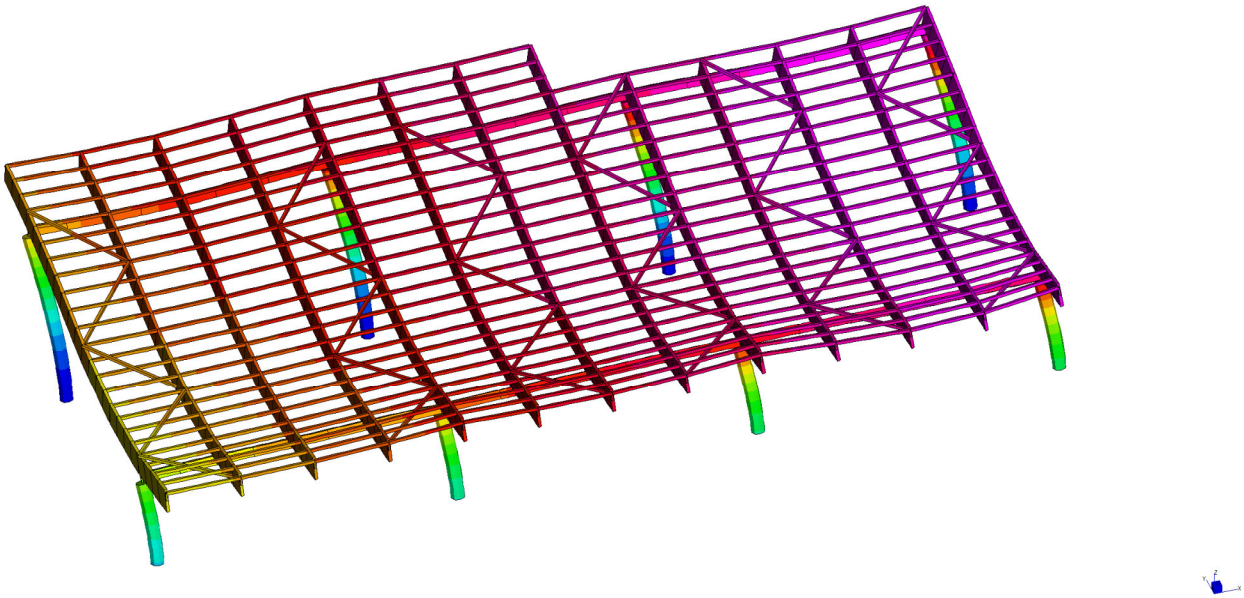
AS2 – Modo di vibrare 3

7.3.3. AS3

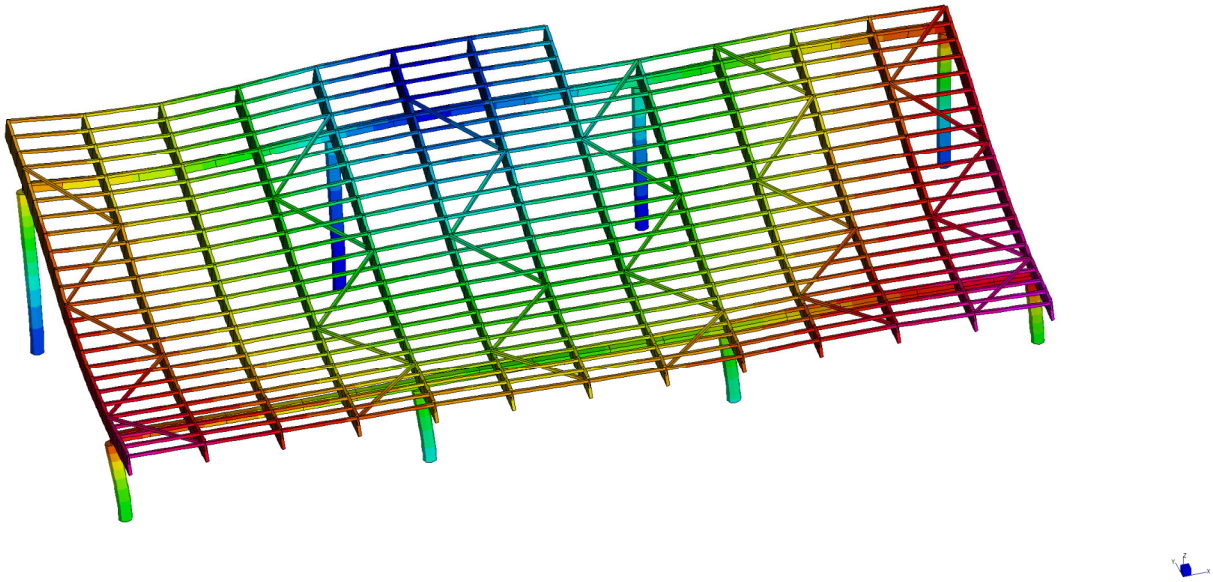
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	0.7136	55.99%	11.24%
2	0.6956	9.48%	77.63%
3	0.5354	20.79%	0.23%
4	0.4619	0.18%	0.07%
5	0.3769	0.10%	0.00%
6	0.3656	0.01%	0.04%
7	0.3349	0.01%	0.06%
8	0.3168	0.00%	0.35%
9	0.2733	0.00%	0.00%
10	0.2115	0.00%	0.01%
11	0.2100	0.00%	0.00%
12	0.1992	0.00%	0.00%
13	0.1829	0.00%	0.00%
14	0.1784	0.01%	0.00%
15	0.1690	0.00%	0.00%
16	0.1590	0.00%	0.00%
17	0.1532	0.01%	0.94%
18	0.1507	0.00%	5.50%
19	0.1503	0.22%	0.19%
20	0.1496	0.03%	0.05%
Totale		**86.84%**	**96.31%**



AS3 – Modo di vibrare 1



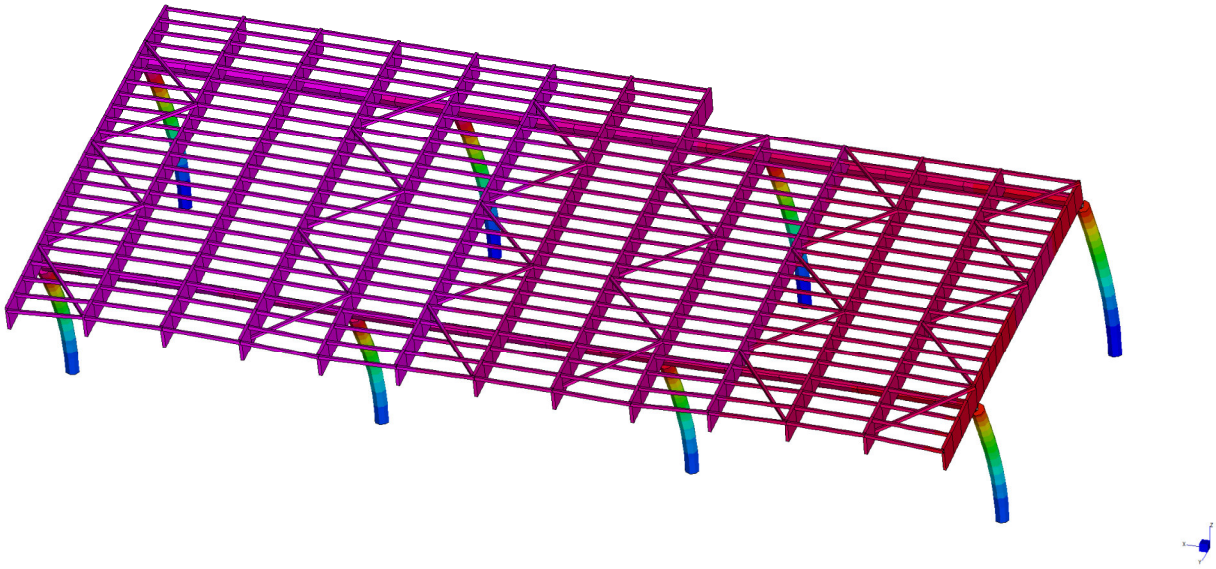
AS3 – Modo di vibrare 2



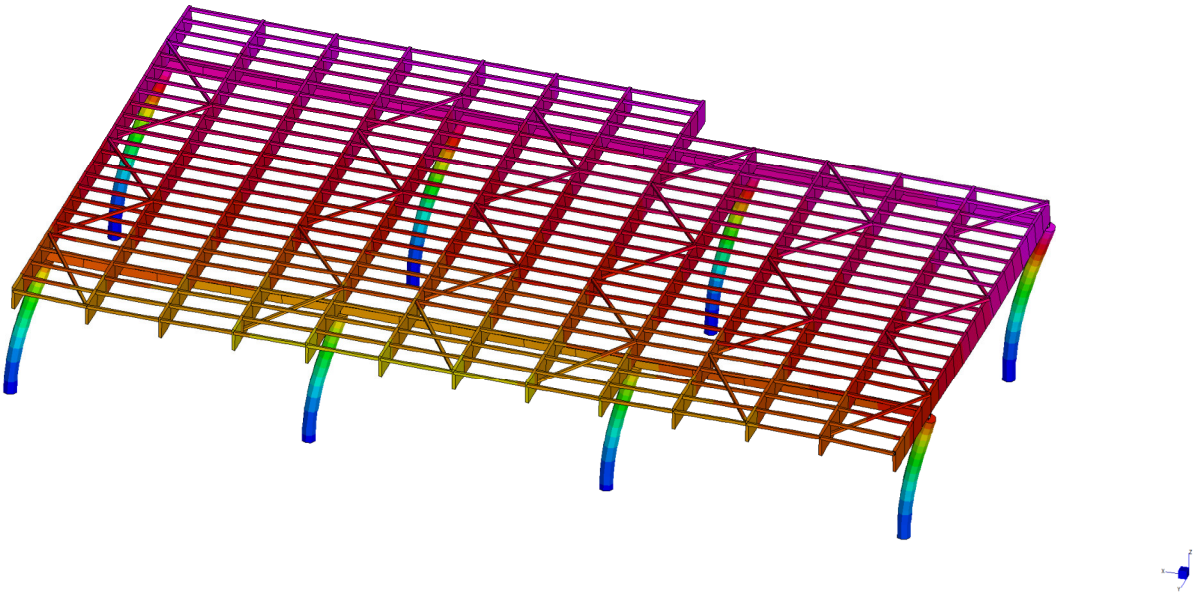
AS3 – Modo di vibrare 3

7.3.4. LS1

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	1.2423	0.09%	86.92%
2	1.1616	77.14%	0.18%
3	0.9843	5.72%	0.17%
4	0.6222	0.00%	0.01%
5	0.5248	0.00%	0.00%
6	0.5068	0.00%	0.00%
7	0.4173	0.00%	0.01%
8	0.4039	0.00%	0.02%
9	0.3372	0.00%	0.00%
10	0.2630	0.00%	0.00%
11	0.2627	0.00%	0.00%
12	0.2602	0.00%	0.00%
13	0.2377	0.00%	0.00%
14	0.2285	0.00%	0.00%
15	0.2200	0.00%	0.00%
16	0.2187	0.00%	0.00%
17	0.2167	0.00%	0.00%
18	0.2120	0.00%	0.00%
19	0.2077	0.00%	0.00%
20	0.2055	0.00%	0.00%
21	0.2004	0.00%	0.00%
22	0.1979	0.00%	0.00%
23	0.1912	0.00%	0.00%
24	0.1805	0.00%	0.01%
25	0.1687	0.00%	0.09%
26	0.1630	0.02%	0.00%
27	0.1620	0.00%	0.02%
28	0.1603	0.01%	4.63%
29	0.1595	1.14%	0.12%
30	0.1593	3.25%	0.01%
Totale		**87.38%**	**92.17%**



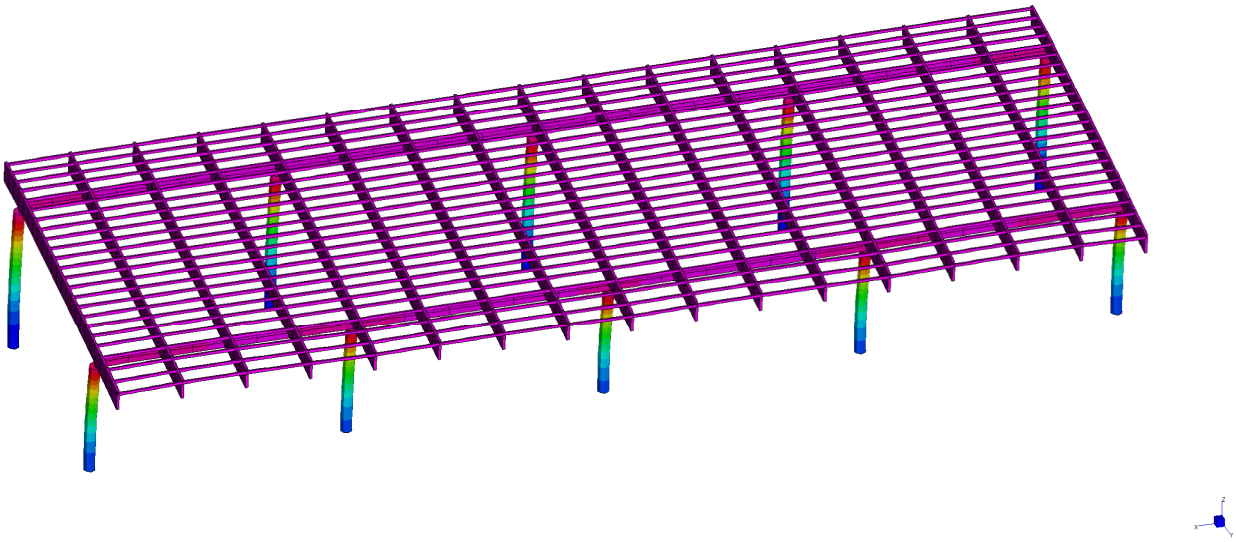
LS1 – Modo di vibrare 1



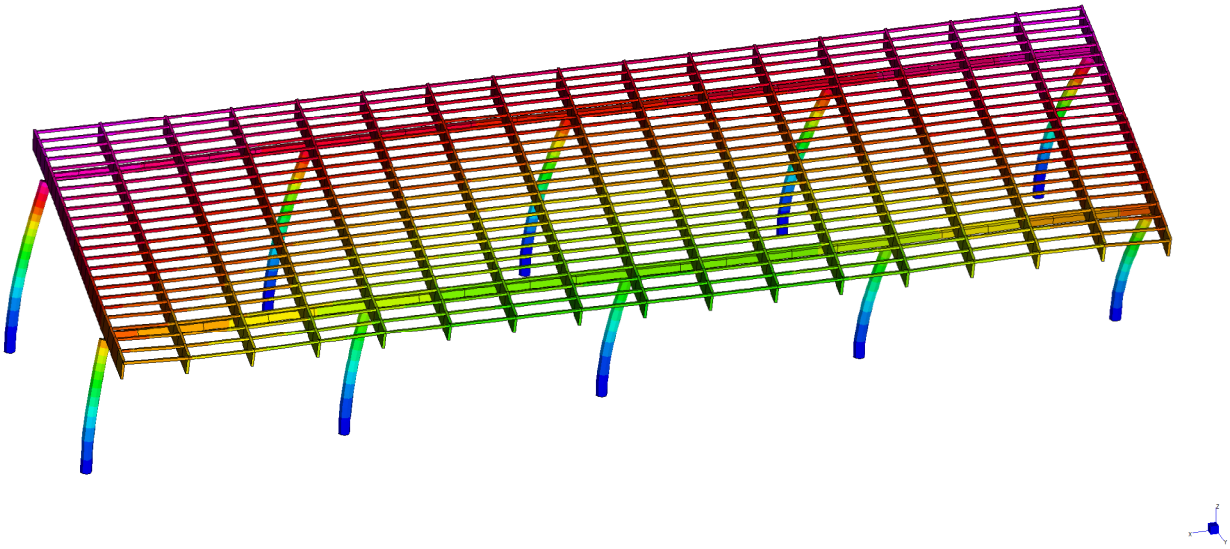
LS1 – Modo di vibrare 2

7.3.5. LS2

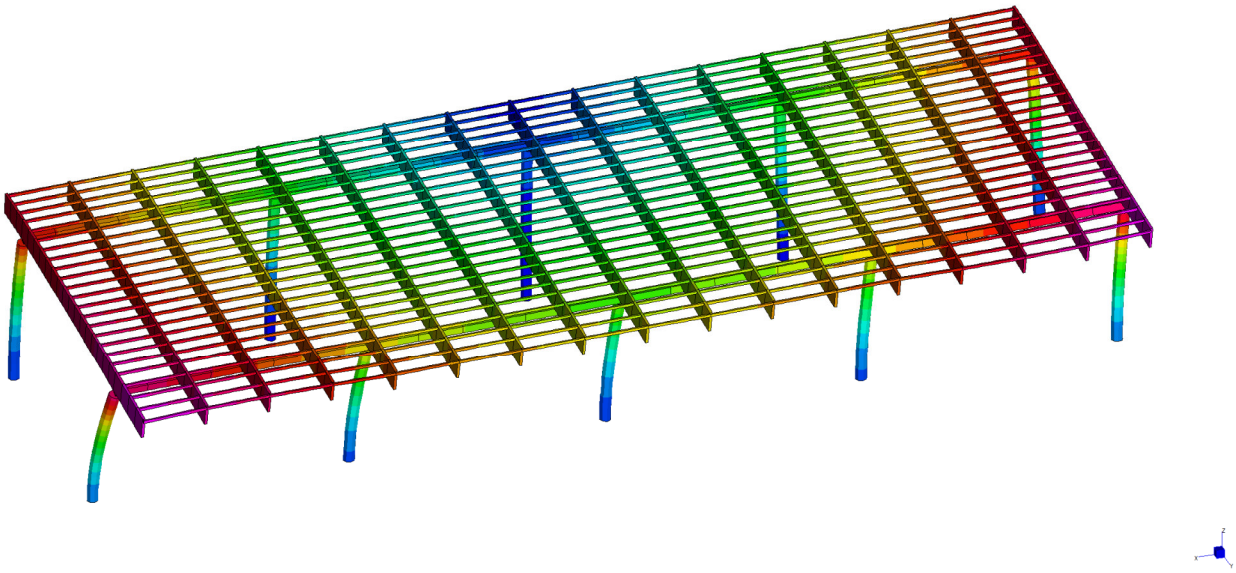
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	1.1211	0.00%	87.31%
2	1.0287	60.57%	0.00%
3	0.9213	17.20%	0.00%
4	0.5202	0.00%	0.00%
5	0.4657	0.00%	0.01%
6	0.4433	0.00%	0.00%
7	0.3964	0.00%	0.00%
8	0.3807	0.00%	0.00%
9	0.3251	0.00%	0.00%
10	0.3187	0.00%	0.02%
11	0.2722	0.00%	0.00%
12	0.2146	0.00%	0.01%
13	0.2140	0.00%	0.00%
14	0.2133	0.00%	0.00%
15	0.2111	0.00%	0.00%
16	0.2040	0.00%	0.02%
17	0.1963	0.00%	0.00%
18	0.1899	0.00%	0.00%
19	0.1842	0.00%	0.00%
20	0.1811	0.00%	0.00%
21	0.1781	0.00%	0.00%
22	0.1771	0.00%	0.00%
23	0.1733	0.00%	0.00%
24	0.1732	0.00%	0.00%
25	0.1700	0.00%	0.00%
26	0.1678	0.00%	0.00%
27	0.1675	0.00%	0.01%
28	0.1657	0.00%	0.00%
29	0.1640	0.00%	0.05%
30	0.1599	0.00%	4.60%
31	0.1598	0.16%	0.02%
32	0.1591	4.04%	0.00%
33	0.1591	0.00%	0.01%
34	0.1590	0.00%	0.00%
35	0.1590	0.00%	0.00%
36	0.1581	0.15%	0.00%
37	0.1504	0.00%	0.01%
38	0.1478	0.00%	0.00%
39	0.1474	0.00%	2.73%
40	0.1471	2.74%	0.00%
Totale		**84.85%**	**94.79%**



LS2 – Modo di vibrare 1



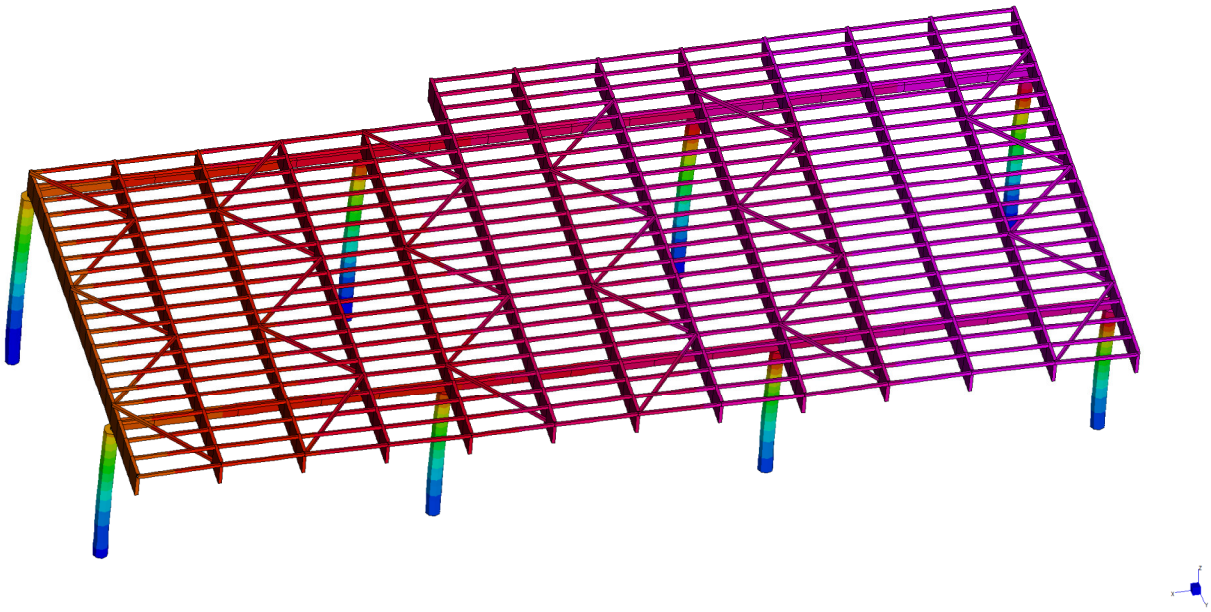
LS2 – Modo di vibrare 2



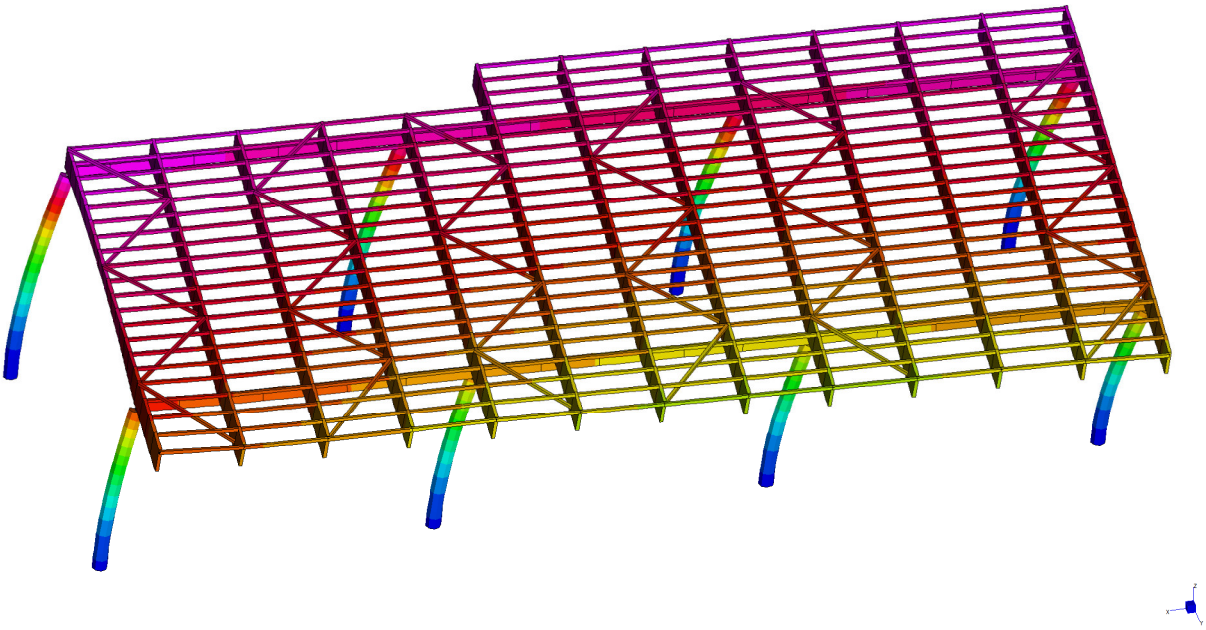
LS2 – Modo di vibrare 3

7.3.6. LS3

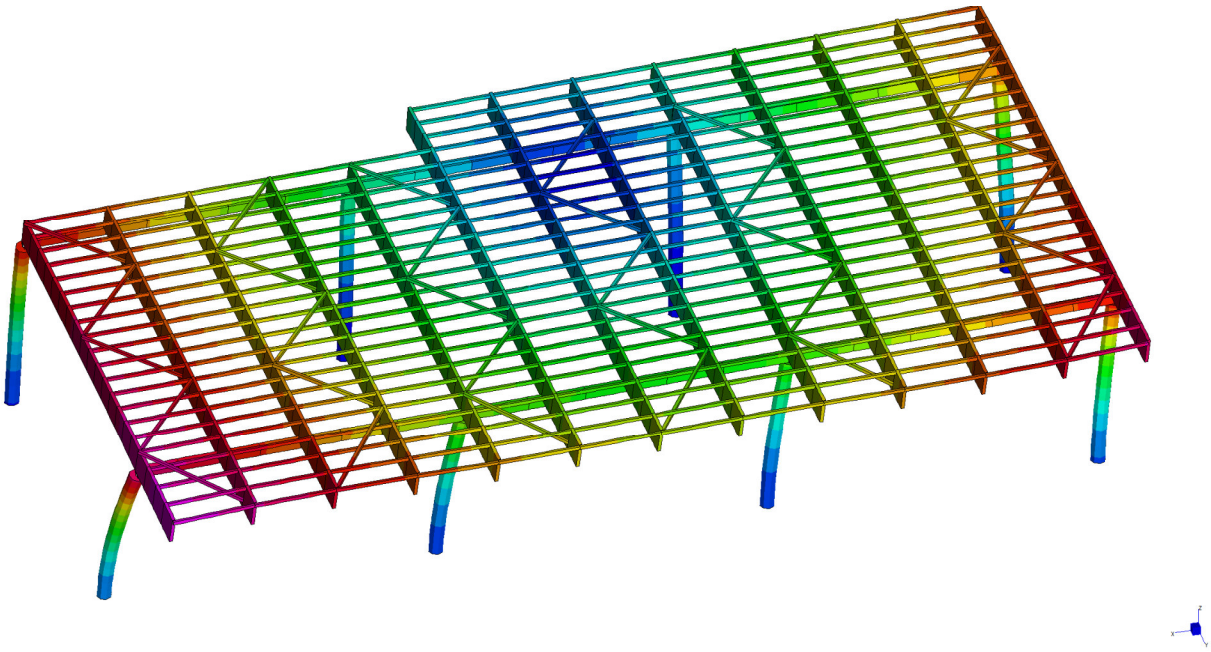
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	1.0717	0.32%	82.82%
2	0.9986	70.59%	0.70%
3	0.8513	7.63%	0.48%
4	0.7701	0.00%	0.00%
5	0.7559	0.00%	0.00%
6	0.7148	0.00%	0.00%
7	0.6654	0.00%	0.00%
8	0.6205	0.00%	0.00%
9	0.5865	0.00%	0.00%
10	0.5658	0.00%	0.00%
11	0.5589	0.00%	0.00%
12	0.5133	0.00%	0.01%
13	0.4336	0.00%	0.00%
14	0.4211	0.00%	0.00%
15	0.3470	0.00%	0.00%
16	0.3329	0.00%	0.02%
17	0.2800	0.00%	0.00%
18	0.2174	0.01%	0.00%
19	0.2146	0.00%	0.00%
20	0.2139	0.00%	0.00%
21	0.2122	0.00%	0.00%
22	0.1945	0.00%	0.00%
23	0.1869	0.00%	0.00%
24	0.1804	0.00%	0.00%
25	0.1770	0.00%	0.00%
26	0.1738	0.00%	0.00%
27	0.1700	0.00%	0.00%
28	0.1697	0.00%	0.00%
29	0.1681	0.00%	0.00%
30	0.1655	0.00%	0.01%
31	0.1605	0.01%	3.18%
32	0.1595	0.35%	0.01%
33	0.1592	3.43%	0.00%
34	0.1592	0.00%	0.00%
35	0.1586	0.08%	0.01%
36	0.1541	0.00%	1.97%
37	0.1476	0.05%	0.04%
38	0.1476	0.01%	2.09%
39	0.1471	3.62%	0.01%
40	0.1470	0.07%	0.00%
Totale		**86.17%**	**91.35%**



LS3 – Modo di vibrare 1



LS3 – Modo di vibrare 2



LS3 – Modo di vibrare 3

8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTAZIONE DEI RISULTATI

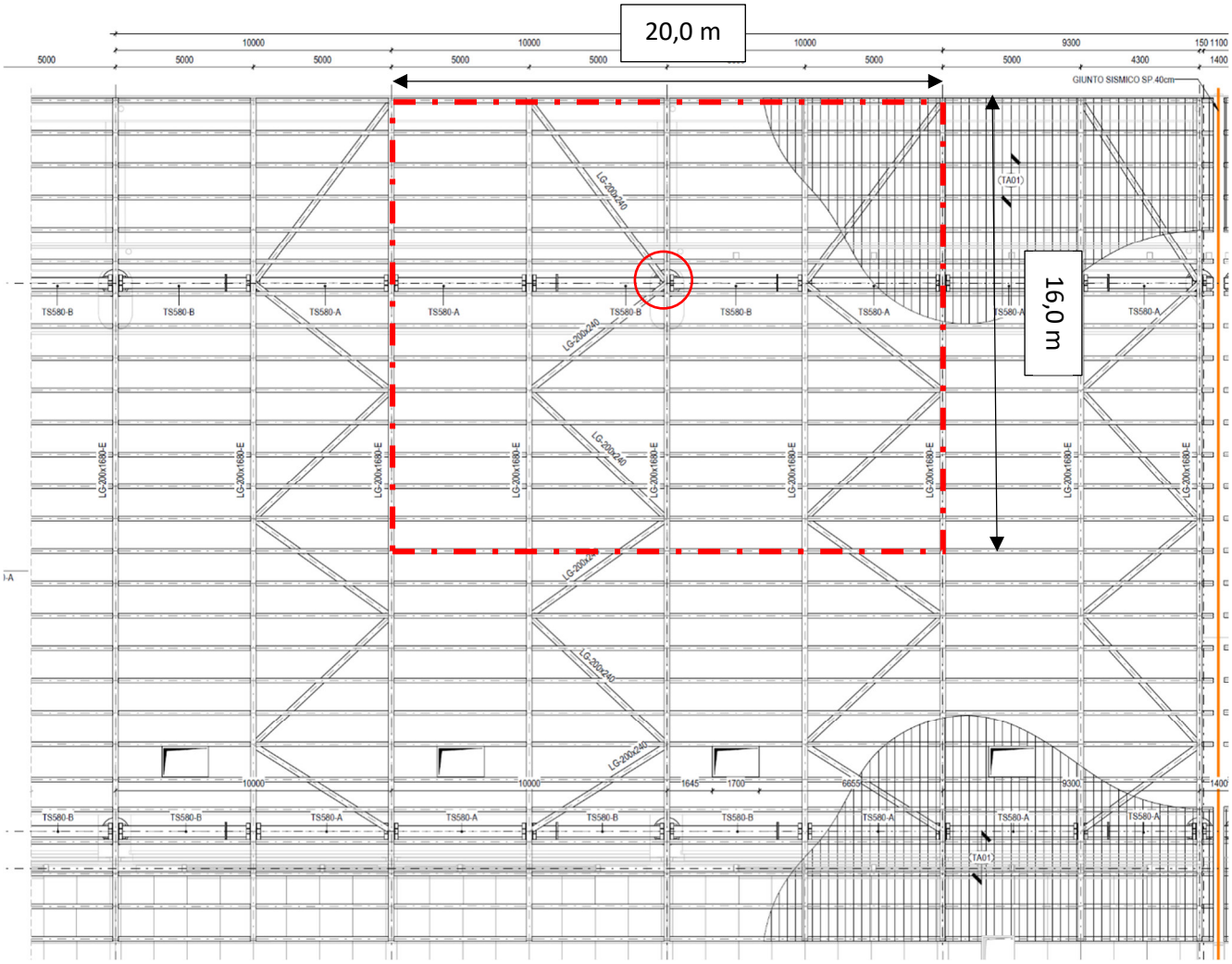
Nel presente capitolo si eseguono dei calcoli manuali sul Corpo LS2 da confrontare con i risultati ottenuti dal programma di calcolo per verificare la correttezza delle elaborazioni eseguite.

Per eseguire tali confronti si prende in considerazione:

- Lo sforzo normale agente su una colonna in combinazione SLU;
- Il taglio totale alla base della struttura in combinazione sismica SLV.

8.1. Sforzo normale su colonna

Si fa riferimento ad un pilastro in posizione centrale, sul quale agiscono i carichi verticali derivanti dall'area di influenza interessata.



L'area di influenza dei carichi su tale colonna è pari a:

$$A_{inf} = 20{,}0 * 16{,}0 = 320{,}0\ m^2$$

Il carico di superfice, in combinazione SLU con solo carico variabile da neve, che insiste sull'area di influenza individuata è pari a:

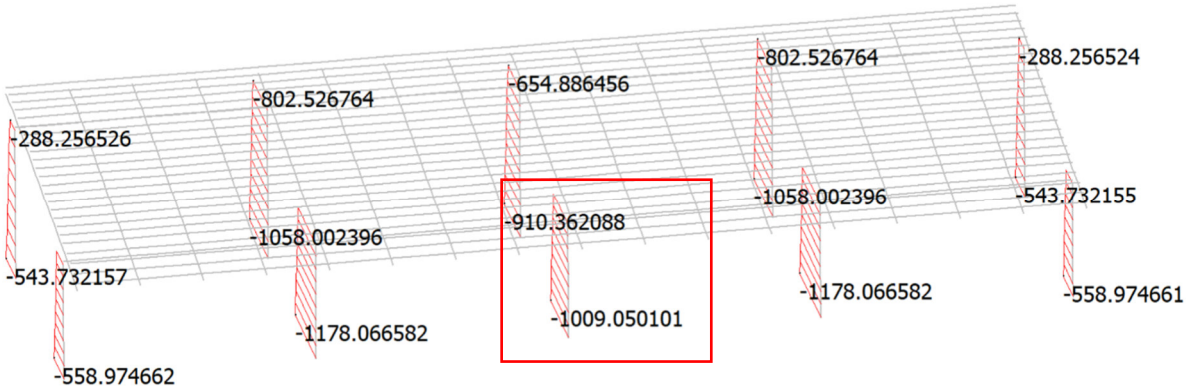
$$q_{SLU} = 1{,}3 * 0{,}15 + 1{,}3 * 0{,}50 + 1{,}5 * 0{,}15 + 1{,}5 * 0{,}55 = 1{,}90\ kN/m^2$$

Il peso degli elementi modellati che scaricano sulla colonna è di seguito riportato per tipo di elemento:

	$Peso\ totale$	$Coefficiente\ \gamma_{G1}$	$Peso\ per\ analisi$
$Travi\ principali$	$98{,}92\ kN$	$1{,}3$	$128{,}59\ kN$
$Arcarecci$	$35{,}33\ kN$	$1{,}3$	$45{,}93\ kN$
$Trave\ a\ cassone$	$53{,}83\ kN$	$1{,}3$	$69{,}98\ kN$
$Pilastro$	$196{,}25\ kN$	$1{,}3$	$255{,}13\ kN$
			$499{,}63\ kN$

Lo sforzo normale totale derivante dai calcoli sopra riportati viene di seguito confrontato con lo sforzo normale derivante dall'analisi numerica eseguita con il programma di calcolo:

$Calcolo\ manuale$	$N_{Ed} = 1107{,}68\ kN$	$+9{,}76\ \%$
$Calcolo\ numerico$	$N_{Ed} = 1009{,}05\ kN$	



La sollecitazione derivata dal calcolo manuale differisce dal calcolo automatico per un valore inferiore al 10%, differenza dovuta probabilmente alla non simmetria tra le travi principali e gli appoggi sui pilastri.

8.2. Taglio totale alla base

Per verificare che la forzante sismica determinata dal programma di calcolo sia corretta si effettuerà un controllo sul tagliante totale alla base determinato mediante un calcolo manuale.

La seguente tabella riporta la massa sismica totale suddivisa per i vari elementi partecipanti:

$Tavolato\ e\ pacchetto\ di\ copertura$	$80 * 29{,}75 * 0{,}80 = 1904{,}00\ kN$
$Travi\ principali\ 20x168\ cm$	$789{,}15\ kN$
$Arcarecci\ 16x20\ cm$	$282{,}62\ kN$
$Controventi\ 20x24\ cm$	$43{,}27\ kN$
$Travi\ in\ acciaio$	$364{,}19\ kN$
$Facciate$	$536{,}00\ kN$
$Metà\ peso\ colonne$	$\frac{1773}{2} = 886{,}50\ kN$
$\boldsymbol{Massa\ sismica\ totale}$	$\boldsymbol{4805{,}73\ kN}$

Dall'analisi modale si evince che i periodi di riferimento per il calcolo dell'azione sismica differiscono tra le due direzioni principali, comportando una differente accelerazione di riferimento:

$$T_{1,X} = 1{,}03\ (60{,}57\%) \qquad {a_g}/{g} = 0{,}345$$
$$T_{1,X} = 0{,}92\ (17{,}20\%) \qquad {a_g}/{g} = 0{,}38$$

$$T_{1,Y} = 1{,}12\ (87{,}31\%\ massa) \qquad {a_g}/{g} = 0{,}304$$

Il tagliante sismico alla base derivante da queste valutazioni semplificate è quindi pari a:

$$F_{sismica,X} = 4805{,}73 * (0{,}345 * 0{,}6057 + 0{,}38 * 0{,}172) = 1318{,}34\ kN$$

$$F_{sismica,Y} = 4805{,}73 * 0{,}304 = 1460\ kN$$

REACTION SUMMATION - Node Reaction
FILE: W:\SAC01\Corpo B\SAC01_LS2_MOLLE_05.st7
RESULT CASE: 173: SLVq2_X [Combination 141]
NODES SUMMED: 494
Force Total
FX = -1284.524223 kN
FY = 9.330265 kN
FZ = -0.624331 kN
Moment Total About (0.000000;0.000000;0.000000) Global XYZ:[Cartesian]
MX = -25.240246 kN.m
MY = -12721.143787 kN.m
MZ = 68706.388462 kN.m

REACTION SUMMATION - Node Reaction
FILE: W:\SAC01\Corpo B\SAC01_LS2_MOLLE_05.st7
RESULT CASE: 174: SLVq2_Y [Combination 142]
NODES SUMMED: 494
Force Total
FX = -4.864748 kN
FY = -1571.216034 kN
FZ = 5.700409 kN
Moment Total About (0.000000;0.000000;0.000000) Global XYZ:[Cartesian]
MX = 18154.946622 kN.m
MY = -596.113650 kN.m
MZ = -158667.223369 kN.m

La seguente tabella riporta il confronto tra i taglianti alla base determinati dal software e i taglianti determinati da semplice calcolo manuale:

$Calcolo\ manuale$	$F_X = 1318{,}34\ kN$	$F_Y = 1460{,}00\ kN$
$Calcolo\ numerico$	$F_X = 1284{,}52\ kN$	$F_Y = 1571{,}22\ kN$
$Differenza$	$+2{,}63\%$	$-7{,}00\%$

Le differenze tra i valori sono inferiori al 10% in entrambe le direzione principali.

9. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

9.1. Tavolato – Legno

Il tavolato di copertura di spessore 25 mm copre la luce tra gli arcarecci successivi di massimo 1,35 metri. La verifica viene condotta utilizzando un foglio di calcolo che recepisce le direttive delle NTC'18 e EC5, applicando la condizione di carico più sfavorevole e lo schema statico di semplice appoggio.

Si riportano i tabulati di verifica di seguito precisando che si considera una classe di durata del carico BREVE e di conseguenza un coefficiente $k_{mod} = 0{,}90$. Tale coefficiente viene applicato direttamente ai valori di sollecitazione.

Il calcolo delle frecce massime è stato eseguito secondo lo schema semplificato di trave in semplice appoggio.

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : **TAV.**

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**C24**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	24,0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	14,5	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0,4	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	21,0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2,5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	4,0	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	-	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	11000	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	7400	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	370	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	-	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	690	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	-	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	-	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	-	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	350	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	420	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento	L =	**1 35**	*m*
Altezza	h =	**25**	*mm*
Larghezza	b =	**1000**	*mm*
Area	A =	250	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	130	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	208333	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	685	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	104	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	4167	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		k_{mod}=	0,6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		k_{mod}=	0,7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		k_{mod}=	0,8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		k_{mod}=	0,9	
Carico istantaneo		k_{mod}=	1,1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8	
coefficiente di forma		k_m=	**0 70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	γ_M=	1,35	**NTC2018**

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod} =$	**2,20**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod} =$	**0,75**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod} =$	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2,96	*N/mm²*			
altezza di progetto	$h_{eff} =$	25	*mm*			
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	714	*mm*			
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	17855	*mm²*			
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0,71				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}\,^*}{A_{eff}} =$	0,18	*MPa*			
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}\,^*}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	0,18	*MPa*			
					ratio	
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2,96	>	0,18 $= \tau_{ed}$		0,06	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	15,56	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*			
coefficiente correttivo	$kh =$	1,00				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed}\,^*}{W_1} =$	7	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed}\,^*}{W_2} =$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,41	<	1	0,41	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,28	<	1	0,28	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	15,56	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	17,78	*MPa*
coefficiente correttivo	$kh =$	1,00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed}\,^*}{W_1} =$	7	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed}\,^*}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70	
Trave stabilizzata		N	

coefficiente correttivo	$k_{crit}=\begin{cases}1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m}<0.75\\ 1.56-0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75<\lambda_{rel,m}\le 1.40\\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m}>1.40\end{cases}$	$\Rightarrow$	1,00	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m}=\sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}=$		0,34	
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit}=\frac{M_{1,crit}}{W_1}=$		204,26	*MPa*
Momento flettente critico	$M_{crit}=\frac{\pi}{L_{eff}}\sqrt{E_{0,05}\cdot g_{0.05}\cdot J_Z\cdot J_{tor}}=$		21	*kNm*
Lunghezza efficace della trave	$L_{eff}=\alpha L=$		1,22	*m*
Coefficiente correttivo	$\alpha=$		0,90	

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2+\frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit}f_{m,1,d*}}+k_m\frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}}=$	**0,41**	<	**1**	0,41	VERIFICATO
	$\rho=\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2+k_m\frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}}+\frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit}f_{m,2,d*}}=$	**0,28**	<	**1**	0,28	VERIFICATO

Verifica SLE				
Coefficienti correttivi				
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def}=$	0,8	
coefficiente di forma		$k_m=$	0,70	
Valori di deformazione istantanea				
freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2		$f_{ist,G}=$	**2,42**	*mm*
freccia istantanea per carico da neve N		$f_{ist,N}=$	**1,67**	*mm*
freccia istantanea per carico da vento W		$f_{ist,W}=$	**2,12**	*mm*
Verifica a deformazione istantanea				
luce di calcolo		L=	1,4	*m*
freccia massima ammissibile		$\delta_{lim}=$ L/300 =	4,5	*mm*

					ratio	
verifica (neve prevalente)	$f_{ist,N}<\delta_{lim}$	**1,7**	<	**4,5**	0,37	VERIFICATO
verifica (vento prevalente)	$f_{ist,W}<\delta_{lim}$	**2,1**	<	**4,5**	0,47	VERIFICATO

Verifica a deformazione finale				
luce di calcolo		L=	1,35	*m*
freccia massima ammissibile		$\delta_{lim}=$ L/200 =	6,8	*mm*
freccia finale G+N	$f_{max,fin,N}=f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,N}(1+\psi_{2,N}\cdot k_{def})=$		6,0	*mm*
freccia finale G+W	$f_{max,fin,W}=f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,W}(1+\psi_{2,W}\cdot k_{def})=$		6,5	*mm*

					ratio	
verifica :	$f_{max,fin,N}<\delta_{lim}$	**6,0**	<	**6,8**	0,89	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W}<\delta_{lim}$	**6,5**	<	**6,8**	0,96	VERIFICATO

Il tavolato così dimensionato soddisfa sia le verifiche di resistenza a taglio e flessione che le verifiche di deformabilità ai carichi verticali.

9.2. Arcarecci – Legno Lamellare

Gli arcarecci, a sezione rettangolare 16x20 cm, sono disposti in andamento con le travi di copertura sono posti ad interasse massimo di 1,35 metri in direzione orizzontale. La verifica viene condotta utilizzando un foglio di calcolo che recepisce le direttive delle NTC'18 e EC5, applicando la condizione di carico più sfavorevole e lo schema statico di semplice appoggio.

Le verifiche vengono condotte nei riguardi delle combinazioni che massimizzano le sollecitazioni sugli arcarecci, in questo caso si considerano gli arcarecci lato Air-Side dal momento che il carico agente è maggiore per la presenza dei pannelli fotovoltaici.

Si riportano i tabulati di verifica di seguito precisando che si considera una classe di durata del carico BREVE e di conseguenza un coefficiente $k_{mod} = 0{,}90$. Tale coefficiente viene applicato direttamente ai valori di sollecitazione.

Il calcolo delle frecce massime è stato eseguito secondo lo schema semplificato di trave in semplice appoggio.

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : ARCAR

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	22,3	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0,5	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	28,0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2,5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	3,5	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	1,2	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	12600	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	10500	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	300	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	250	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	650	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	540	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	65	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	54	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	460	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento	L =	**4.84**	m
Altezza	h =	**200**	mm
Larghezza	b =	**160**	mm
Area	A =	320	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	10667	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	6827	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	15111	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	1067	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	853	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza		k_{mod}	
Classi di durata:			
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)	k_{mod}=	0,6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)	k_{mod}=	0,7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)	k_{mod}=	0,8	
Carico breve durata (< 1 settimana)	k_{mod}=	0,9	
Carico istantaneo	k_{mod}=	1,1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio CS.2→	k_{def}=	0,8	
coefficiente di forma	k_m=	**0.70**	
coefficiente parziale di sicurezza **Colonna B**	γ_M=	1,35	**NTC2018**

Esposizione al Fuoco

Dati generali

Resistenza al fuoco	R_t =	**60**	*min*
Coefficiente correttivo delle resistenze per fuoco	k_{fi} =	**1,15**	
Coefficiente correttivo della resistenza	$k_{mod,fi}$ = 1- 1/200 p/$A_{eff,fi}$ =	**0,81**	
coefficiente parziale di sicurezza in condizioni di fuoco	$\gamma_{M,fi}$=	**1,00**	
Velocità di carbonizzazione	β_0 =	**0,70**	*mm/min*
Limite sezione trasversale efficace	d_0 =	**7**	*mm*
profondità di carbonizzazione	d_{char} =	42	*mm*
profondità di carbonizzazione efficace	d_{ef} =	49	*mm*
Altezza efficace	$h_{eff,fi}$ =	151	*mm*
Larghezza efficace	$b_{eff,fi}$ =	62	*mm*
Area efficace	$A_{eff,fi}$ =	94	*cm* ^{2}
Momento di inerzia 1 efficace	$I_{1,eff,fi}$ =	1779	*cm* ^{4}
Momento di inerzia 2 efficace	$I_{2,eff,fi}$ =	300	*cm* ^{4}
Momento di inerzia torsionale efficace	$J_{tor,eff,fi}$ =	840	*cm* ^{4}
Modulo di resistenza 1 efficace	$W_{1,eff,fi}$ =	236	*cm* ^{3}
Modulo di resistenza 2 efficace	$W_{z,eff,fi}$ =	97	*cm* ^{3}

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod}$ =	**10,90**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod}$ =	**13,20**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kNm*

Sollecitazioni di progetto combinazione FUOCO

Sforzo normale	$N_{ed,fi}$ =	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed,fi}$ =	**4,00**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed,fi}$ =	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed,fi}$ =	**5,00**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed,fi}$ =	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2,59	*N/mm* ^{2}
altezza di progetto	h_{eff}=	200	*mm*
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	114	*mm*
Area resistente a taglio	A_{eff}=	22854	*mm* ^{2}
Coefficiente riduttivo	k_{cr}=	0,71	
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	0,72	*MPa*
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	0,72	*MPa*

					ratio	
verifica taglio	$f_{vd*} =$	2,59	>	0,72 $= \tau_{ed}$	0,28	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*			
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*			
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10				
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	12	*MPa*			
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*			
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70				
					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,54	<	1	0,54	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0,38	<	1	0,38	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20,74	*MPa*	
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*	
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	22,81	*MPa*	
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10		
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0,00	*MPa*	
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	12	*MPa*	
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*	
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70		
Trave stabilizzata		Y		
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1,00		
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	0,38		
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	196,53	*MPa*	
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	210	*kNm*	
Lunghezza efficace della trave	$L_{eff} = \alpha L =$	4,36	*m*	
Coefficiente correttivo	$\alpha =$	0,90		
				ratio
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	**0,54**	<	1	0,54	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d*}} =$	**0,38**	<	1	0,38	VERIFICATO

Verifica FUOCO

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} f_{vk} / \gamma_{M,fi} =$	3,24	*N/mm²*				
altezza di progetto	$h_{eff} =$	151	*mm*				
larghezza di progetto	$b_d = b k_{cr} =$	44	*mm*				
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	6686	*mm²*				
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0,71					
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed,fi}}{A_{eff}} =$	0,90	*MPa*				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed,fi}}{A_{eff}} =$	0,00	*MPa*				
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}^2 + \tau_{V2}^2} =$	0,90	*MPa*				
						ratio	
verifica taglio	$f_{vd,fi} =$ 3,24	>	0,90	$= \tau_{ed}$		0,28	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	25,94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	*MPa*				
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10					
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0,00	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	21	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	*MPa*				
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70					
						ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0,74	<	1		0,74	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0,52	<	1		0,52	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	25,94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28,53	*MPa*				
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1,10					
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0,00	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	21	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	*MPa*				
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0,70					
Trave stabilizzata		Y					
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \le 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1,00					
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	0,80					
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	43,96	*MPa*				
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	10	*kNm*				
Lunghezza efficacie della trave	$L_{eff} = \alpha L =$	4,36	*m*				
Coefficiente correttivo	$\alpha =$	0,90					
						ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	**0,74**	<	1		0,74	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d,fi}} =$	**0,52**	<	1		0,52	VERIFICATO

Verifica SLE							
Coefficienti correttivi							
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	k_{def}=	0,8				
coefficiente di forma		k_m=	0,70				
Valori di deformazione istantanea							
freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2		$f_{ist,G}$ =	**6,92**	*mm*			
freccia istantanea per carico da neve N		$f_{ist,N}$ =	**3,95**	*mm*			
freccia istantanea per carico da vento W		$f_{ist,W}$ =	**5,00**	*mm*			
Verifica a deformazione istantanea							
luce di calcolo		L=	4,84	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/300 =	16,1	*mm*			
						ratio	
verifica (neve prevalente)	$f_{ist,N} < \delta_{lim}$	**4,0**	**<**	**16,1**		0,24	VERIFICATO
verifica (vento prevalente)	$f_{ist,W} < \delta_{lim}$	**5,0**	**<**	**16,1**		0,31	VERIFICATO
Verifica a deformazione finale							
luce di calcolo		L=	4,8	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/200 =	24,2	*mm*			
freccia finale G+N		$f_{max,fin,N} = f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,N}(1+\psi_{2,N}\cdot k_{def})$ =	16,4	*mm*			
freccia finale G+W		$f_{max,fin,W} = f_{ist,G}(1+k_{def})+f_{ist,W}(1+\psi_{2,W}\cdot k_{def})$ =	17,5	*mm*			
						ratio	
verifica :	$f_{max,fin,N} < \delta_{lim}$	**16,4**	**<**	**24,2**		0,68	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W} < \delta_{lim}$	**17,5**	**<**	**24,2**		0,72	VERIFICATO

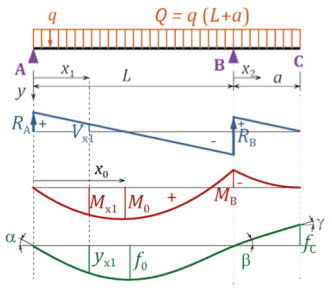
Gli arcarecci così dimensionati soddisfano sia le verifiche di resistenza a taglio e flessione che le verifiche di deformabilità ai carichi verticali.

Gli arcarecci sono verificati anche al fuoco con resistenza **R60**.

9.3. Travi principali – Legno Lamellare

Le travi principali a sezione rettangolare 168x20 cm, sono disposte ad interasse di 5 metri in direzione orizzontale. La verifica viene condotta utilizzando un foglio di calcolo che recepisce le direttive delle NTC'18 e EC5, applicando la condizione di carico più sfavorevole e lo schema statico di trave in semplice appoggio con sbalzo ad una estremità.

Tale schema ben rappresenta la situazione delle travi principali della copertura del terminal.



$$R_A = \frac{Q\,(L-a)}{2\,L} \qquad R_B = \frac{Q\,(L+a)}{2\,L}$$

$$V_{AB}(x_1) = \frac{Q}{2}\left(\frac{L-a}{L} - \frac{2\,x_1}{L+a}\right)$$

$$V_{BC}(x) = Q\,\frac{a-x_2}{L+a}$$

$$\tan\alpha = \frac{Q\,L\,(L^2-2\,a^2)}{24\,EI\,(L+a)}$$

$$\tan\beta = \frac{Q\,L\,(4\,a^2-L^2)}{24\,EI\,(L+a)}$$

$$\tan\gamma = \frac{Q}{24\,EI\,(L+a)}\,[4\,a^2(L+a)-L^3]$$

$$Q = q\,(L+a) \qquad x_2 = x_1 - L$$

$$M_{AB}(x_1) = \frac{Q\,x_1}{2}\left(\frac{L-a}{L} - \frac{x_1}{L+a}\right)$$

$$M_{BC}(x_2) = -\frac{Q}{2\,(L+a)}\,(a-x_2)^2$$

$$M_B = -\frac{Q\,a^2}{2\,(L+a)}$$

$$M_0 = \frac{Q}{8\,L^2}\,(L+a)(L-a)^2$$

$$\text{en } x_0 = \frac{L^2-a^2}{2\,L} \qquad (\text{quand } L > a)$$

$$y_{AB}(x_1) = \frac{Q\,x_1}{24\,EI\,L\,(L+a)}\,[L\,x_1^3 - 2\,(L^2-a^2)\,x_1^2 + L^2\,(L^2-2\,a^2)]$$

$$y_{BC}(x_2) = \frac{Q\,x_2}{24\,EI\,(L+a)}\,[x_2^3 - 4\,a\,x_2^2 + 6\,a^2\,x_2 + L\,(4\,a^2-L^2)]$$

$$f_C = \frac{Q\,a}{24\,EI\,(L+a)}\,[3\,a^3 - L\,(L^2-4\,a^2)]$$

$$f_0 \approx \frac{k_0\,Q\,L^4}{24\,EI\,(L+a)} \quad \text{sur } [AB]$$

$$\text{pour } a \le 0{,}6\,L: \quad k_0 = -0{,}6632\,(a/L)^2 - 0{,}0312\,(a/L) + 0{,}3138$$

$$\text{pour } a > 0{,}6\,L: \quad k_0 = -0{,}8787\,(a/L)^2 + 0{,}2704\,(a/L) + 0{,}1364$$

$$W_d = \frac{Q^2}{240\,EI\,(L+a)^2}\,(L^5 + 10\,L\,a^4 - 5\,L^3a^2 + 6\,a^5)$$

Si individuano 2 differenti tipologie di travi, a seconda che si trattano i corpi AirSide o LandSide, e se ne riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di carico:

Tipologia	$q_{SLU}\left[\frac{kN}{m}\right]$	$q_{FUOCO}\left[\frac{kN}{m}\right]$	$L\,[m]$	$a\,[m]$
Travi AS	17,50	7,10	20,00	5,00
Travi LS	16,30	6,30	20,00	6,70

La differenza sui carichi applicata risiede in particolare nella presenza lato Air-Side della predisposizione per i pannelli fotovoltaici, assente invece lato Land-Side.

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni massime utilizzate per le verifiche:

Tipologia	$M_{max,SLU}$ $[kNm]$	$V_{max,SLU}$ $[kN]$	$M_{max,FUOCO}$ $[kNm]$	$V_{max,FUOCO}$ $[kN]$
Travi AS	769	274	312	111
Travi LS	643	291	249	113

Anche le frecce massime in campata vengono determinate servendosi dello schema statico di trave in semplice appoggio con sbalzo all'estremità.

Tipologia	f_{G1+G2} $[mm]$	f_{neve} $[mm]$	f_{vento} $[mm]$
Travi AS	13,60	5,35	6,80
Travi LS	10,92	4,61	5,88

Si riportano i tabulati di verifica di seguito precisando che si considera una classe di durata del carico BREVE e di conseguenza un coefficiente $k_{mod} = 0{,}90$. Tale coefficiente viene applicato direttamente a denominatore ai valori di sollecitazione.

9.3.1. Travi lato Air-Side

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : **PRINC_AS**

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	28.0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	22.3	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0.5	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	28.0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2.5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	3.5	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	1.2	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	12600	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	10500	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	300	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	250	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	650	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	540	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	65	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	54	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	460	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento tra gli appoggi	L =	**20**	*m*
Altezza	h =	**1680**	*mm*
Larghezza	b =	**200**	*mm*
Area	A =	3360	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	7902720	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	112000	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	435590	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	94080	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	11200	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		$k_{mod=}$	0.6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		$k_{mod=}$	0.7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		$k_{mod=}$	0.8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		$k_{mod=}$	0.9	
Carico istantaneo		$k_{mod=}$	1.1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def=}$	0.8	
coefficiente di forma		$k_{m=}$	**0.70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	$\gamma_{M=}$	1.35	**NTC2018**

Esposizione al Fuoco

Dati generali

Resistenza al fuoco	R_t =	**60**	*min*
Coefficiente correttivo delle resistenze per fuoco	k_{fi} =	**1.15**	
Coefficiente correttivo della resistenza	$k_{mod,fi}$ = 1- 1/200 p/$A_{eff,fi}$ =	**0.90**	
coefficiente parziale di sicurezza in condizioni di fuoco	$\gamma_{M,fi}$=	**1.00**	
Velocità di carbonizzazione	β_0 =	**0.70**	*mm/min*
Limite sezione trasversale efficace	d_0 =	**7**	*mm*
profondità di carbonizzazione	d_{char} =	42	*mm*
profondità di carbonizzazione efficace	d_{ef} =	49	*mm*
Altezza efficace	$h_{eff,fi}$ =	1631	*mm*
Larghezza efficace	$b_{eff,fi}$ =	102	*mm*
Area efficace	$A_{eff,fi}$ =	1664	cm^2
Momento di inerzia 1 efficace	$I_{1,eff,fi}$ =	3687914	cm^4
Momento di inerzia 2 efficace	$I_{2,eff,fi}$ =	14424	cm^4
Momento di inerzia torsionale efficace	$J_{tor,eff,fi}$ =	64263	cm^4
Modulo di resistenza 1 efficace	$W_{1,eff,fi}$ =	45223	cm^3
Modulo di resistenza 2 efficace	$W_{z,eff,fi}$ =	2828	cm^3

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod}$ =	**0.0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod}$ =	**304.4**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0.0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod}$ =	**854.4**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0.0**	*kNm*

Sollecitazioni di progetto combinazione FUOCO

Sforzo normale	$N_{ed,fi}$ =	**0.0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed,fi}$ =	**111.0**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed,fi}$ =	**0.0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed,fi}$ =	**312.0**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed,fi}$ =	**0.0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2.59	N/mm^2
altezza di progetto	h_{eff}=	1680	*mm*
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	143	*mm*
Area resistente a taglio	A_{eff}=	239971	mm^2
Coefficiente riduttivo	k_{cr}=	0.71	
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	1.90	*MPa*
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	0.00	*MPa*
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	1.90	*MPa*

					ratio	
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2.59	>	1.90	$= \tau_{ed}$	0.73	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
coefficiente correttivo	kh=	1.00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0.00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	9	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	k_m=	0.70	

					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0.44	<	1	0.44	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0.31	<	1	0.31	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
coefficiente correttivo	kh=	1.00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0.00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	9	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	k_m=	0.70	
Trave stabilizzata		Y	
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1.00	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	1.55	
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	11.73	*MPa*
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	1103	*kNm*
Lunghezza efficace della trave	L_{eff}=αL=	18.00	*m*
Coefficiente correttivo	α=	0.90	

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	**0.44**	<	1	0.44	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d*}} =$	**0.31**	<	1	0.31	VERIFICATO

Verifica FUOCO

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} f_{vk} / \gamma_{M,fi} =$	3.62	*N/mm²*				
altezza di progetto	$h_{eff} =$	1631	*mm*				
larghezza di progetto	$b_d = b k_{cr} =$	73	*mm*				
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	118816	*mm²*				
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0.71					
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2} \frac{V_{1,ed,fi}}{A_{eff}} =$	1.40	*MPa*				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2} \frac{V_{2,ed,fi}}{A_{eff}} =$	0.00	*MPa*				
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}^2 + \tau_{V2}^2} =$	1.40	*MPa*				
						ratio	
verifica taglio	$f_{vd,fi} =$ 3.62	>	1.40	$= \tau_{ed}$		0.39	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
coefficiente correttivo	kh=	1.00					
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0.00	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	7	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	*MPa*				
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0.70					
						ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0.24	<	1		0.24	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0.17	<	1		0.17	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1.00					
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0.00	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	7	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	*MPa*				
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0.70					
Trave stabilizzata		Y					
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \le 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1.00					
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	2.89					
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	3.36	*MPa*				
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	152	*kNm*				
Lunghezza efficacie della trave	$L_{eff} = \alpha L =$	18.00	*m*				
Coefficiente correttivo	$\alpha =$	0.90					
						ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	**0.24**	<	1		0.24	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d,fi}} =$	**0.17**	<	1		0.17	VERIFICATO

Verifica SLE							
Coefficienti correttivi							
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def=}$	0.8				
coefficiente di forma		$k_{m=}$	0.70				
Valori di deformazione istantanea							
freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2		$f_{ist,G}$ =	**13.60**	*mm*			
freccia istantanea per carico da neve N		$f_{ist,N}$ =	**5.65**	*mm*			
freccia istantanea per carico da vento W		$f_{ist,W}$ =	**6.80**	*mm*			
Verifica a deformazione istantanea							
luce di calcolo		L=	20.0	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/300 =	66.7	*mm*			
						ratio	
verifica :	$f_{ist,N} < \delta_{lim}$	**5.7**	**<**	**66.7**		0.08	VERIFICATO
verifica :	$f_{ist,W} < \delta_{lim}$	**6.8**	**<**	**66.7**		0.10	VERIFICATO
Verifica a deformazione finale							
luce di calcolo		L=	20.0	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/200 =	100.0	*mm*			
freccia finale G+N		$f_{max,fin,N} = f_{ist,G}\,(1+k_{def})+f_{ist,N}(1+\psi_{2,N}\cdot k_{def})$ =	30.1	*mm*			
freccia finale G+W		$f_{max,fin,W} = f_{ist,G}\,(1+k_{def})+f_{ist,W}(1+\psi_{2,W}\cdot k_{def})$ =	31.3	*mm*			
						ratio	
verifica :	$f_{max,finN} < \delta_{lim}$	**30.1**	**<**	**100.0**		0.30	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W} < \delta_{lim}$	**31.3**	**<**	**100.0**		0.31	VERIFICATO

Le travi così dimensionate soddisfano sia le verifiche di resistenza a taglio e flessione che le verifiche di deformabilità ai carichi verticali.

Le travi sono verificate anche al fuoco con resistenza **R60**.

9.3.2. Travi lato Land-Side

VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO NTC2018/EC5

ELEMENTO : PRINC_LS

DATI

Materiale

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	28.0	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	22.3	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	0.5	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	28.0	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	2.5	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	3.5	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	1.2	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	12600	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05=}$=	10500	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	300	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	250	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	650	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	540	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	65	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	54	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	425	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	460	kg/m^3

Geometria

Lunghezza elemento tra gli appoggi	L =	**20**	*m*
Altezza	h =	**1680**	*mm*
Larghezza	b =	**200**	*mm*
Area	A =	3360	cm^2
Momento di inerzia 1	I_1 =	7902720	cm^4
Momento di inerzia 2	I_2 =	112000	cm^4
Momento di inerzia torsionale	J_{tor} =	435590	cm^4
Modulo di resistenza 1	W_1 =	94080	cm^3
Modulo di resistenza 2	W_z =	11200	cm^3

Condizioni ambientali

Classe di servizio	**CS.2**	
Temperatura	20	°C
Umidità relativa dell'aria circostante	<85	%
Umidità relativa media per conifere	<18	%

Coefficienti correttivi

Definizione coefficienti correttivi della resistenza			k_{mod}	
Classi di durata:				
Carichi permanenti (durata maggiore di 10 anni)		$k_{mod=}$	0.6	
Carico lunga durata (6-10 mesi)		$k_{mod=}$	0.7	
Carico di media durata (1 settimana-6 mesi)		$k_{mod=}$	0.8	
Carico breve durata (< 1 settimana)		$k_{mod=}$	0.9	
Carico istantaneo		$k_{mod=}$	1.1	
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def=}$	0.8	
coefficiente di forma		$k_{m=}$	**0.70**	
coefficiente parziale di sicurezza	**Colonna B**	$\gamma_{M=}$	1.35	**NTC2018**

Esposizione al Fuoco

Dati generali

Resistenza al fuoco	R_t =	**60**	*min*
Coefficiente correttivo delle resistenze per fuoco	k_{fi} =	**1.15**	
Coefficiente correttivo della resistenza	$k_{mod,fi}$ = 1- 1/200 p/$A_{eff,fi}$ =	**0.90**	
coefficiente parziale di sicurezza in condizioni di fuoco	$\gamma_{M,fi}$=	**1.00**	
Velocità di carbonizzazione	β_0 =	**0.70**	*mm/min*
Limite sezione trasversale efficace	d_0 =	**7**	*mm*
profondità di carbonizzazione	d_{char} =	42	*mm*
profondità di carbonizzazione efficace	d_{ef} =	49	*mm*
Altezza efficace	$h_{eff,fi}$ =	1631	*mm*
Larghezza efficace	$b_{eff,fi}$ =	102	*mm*
Area efficace	$A_{eff,fi}$ =	1664	cm^2
Momento di inerzia 1 efficace	$I_{1,eff,fi}$ =	3687914	cm^4
Momento di inerzia 2 efficace	$I_{2,eff,fi}$ =	14424	cm^4
Momento di inerzia torsionale efficace	$J_{tor,eff,fi}$ =	64263	cm^4
Modulo di resistenza 1 efficace	$W_{1,eff,fi}$ =	45223	cm^3
Modulo di resistenza 2 efficace	$W_{z,eff,fi}$ =	2828	cm^3

Carichi

Sollecitazioni di progetto combinazione SLU

Sforzo normale	$N_{ed^*} = N_{ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed^*} = V_{1,ed}/k_{mod}$ =	**323**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed^*} = V_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed^*} = M_{1,ed}/k_{mod}$ =	**714**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed^*} = M_{2,ed}/k_{mod}$ =	**0**	*kNm*

Sollecitazioni di progetto combinazione FUOCO

Sforzo normale	$N_{ed,fi}$ =	**0**	*kN*
Taglio sollecitante 1	$V_{1,ed,fi}$ =	**113**	*kN*
Taglio sollecitante 2	$V_{2,ed,fi}$ =	**0**	*kN*
Momento1	$M_{1,ed,fi}$ =	**249**	*kNm*
Momento 2	$M_{2,ed,fi}$ =	**0**	*kNm*

Verifica SLU

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd*} = \frac{f_{vd}}{k_{mod}} = f_{vk}/\gamma_M =$	2.59	N/mm^2
altezza di progetto	h_{eff}=	1680	*mm*
larghezza di progetto	$b_d = bk_{cr} =$	143	*mm*
Area resistente a taglio	A_{eff}=	239971	mm^2
Coefficiente riduttivo	k_{cr}=	0.71	
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2}\frac{V_{1,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	2.02	*MPa*
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2}\frac{V_{2,ed}{}^*}{A_{eff}} =$	0.00	*MPa*
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}{}^2 + \tau_{V2}{}^2} =$	2.02	*MPa*

					ratio	
verifica taglio	$f_{vd*} =$ 2.59	>	2.02	$= \tau_{ed}$	0.78	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
coefficiente correttivo	kh=	1.00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0.00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	8	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	k_m=	0.70	

					ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0.37	<	1	0.37	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	0.26	<	1	0.26	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d*} = \frac{f_{c,0,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d*} = \frac{f_{m,1,d}}{k_{mod}} = \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h =$	20.74	*MPa*
coefficiente correttivo	kh=	1.00	
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed*}}{A} =$	0.00	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed*}}{W_1} =$	8	*MPa*
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed*}}{W_2} =$	0	*MPa*
Coefficiente correttivo	k_m=	0.70	
Trave stabilizzata		Y	
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1.00	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	1.55	
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	11.73	*MPa*
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	1103	*kNm*
Lunghezza efficace della trave	L_{eff}=αL=	18.00	*m*
Coefficiente correttivo	α=	0.90	

					ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d*}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d*}} =$	**0.37**	<	1	0.37	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d*}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d*}} =$	**0.26**	<	1	0.26	VERIFICATO

Verifica FUOCO

Verifica a taglio

resistenza a taglio di calcolo	$f_{vd,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} f_{vk} / \gamma_{M,fi} =$	3.62	*N/mm²*				
altezza di progetto	$h_{eff} =$	1631	*mm*				
larghezza di progetto	$b_d = b k_{cr} =$	73	*mm*				
Area resistente a taglio	$A_{eff} =$	118816	*mm²*				
Coefficiente riduttivo	$k_{cr} =$	0.71					
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V1} = \frac{3}{2} \frac{V_{1,ed,fi}}{A_{eff}} =$	1.43	*MPa*				
Tensione tangenziale di taglio	$\tau_{V2} = \frac{3}{2} \frac{V_{2,ed,fi}}{A_{eff}} =$	0.00	*MPa*				
Tensione di progetto	$\tau_{ed} = \sqrt{\tau_{V1}^2 + \tau_{V2}^2} =$	1.43	*MPa*				
						ratio	
verifica taglio	$f_{vd,fi} =$ 3.62	>	1.43	$= \tau_{ed}$		0.39	VERIFICATO

Verifica pressoflessione

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
coefficiente correttivo	kh=	1.00					
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0.00	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	6	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	*MPa*				
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0.70					
						ratio	
verifica pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0.19	<	1		0.19	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi*}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	0.13	<	1		0.13	VERIFICATO

Verifica di stabilità per svergolamento

Resistenza di calcolo a compressione in direzione della fibra	$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 1	$f_{m,1,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
Resistenza di calcolo a flessione asse 2	$f_{m,2,d,fi*} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} k_h =$	28.94	*MPa*				
coefficiente correttivo	kh=min{1.1;(600/h)^0.1}=	1.00					
Tensione di calcolo a compressione parallela alla fibra	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{,ed,fi}}{A} =$	0.00	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 1	$\sigma_{m,1,d} = \frac{M_{1,ed,fi}}{W_1} =$	6	*MPa*				
Tensione di calcolo massima attorno all'asse 2	$\sigma_{m,2,d} = \frac{M_{2,ed,fi}}{W_2} =$	0	*MPa*				
Coefficiente correttivo	$k_m =$	0.70					
Trave stabilizzata		Y					
coefficiente correttivo	$k_{crit} = \begin{cases} 1{,}0 & per \quad \lambda_{rel,m} < 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,m} & per \quad 0.75 < \lambda_{rel,m} \le 1.40 \\ 1/\lambda_{ewl,n}^2 & per \quad \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \Rightarrow$	1.00					
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} =$	2.89					
Tensione critica per flessione	$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{1,crit}}{W_1} =$	3.36	*MPa*				
Momento flettente critico	$M_{crit} = \frac{\pi}{L_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot g_{0.05} \cdot J_Z \cdot J_{tor}} =$	152	*kNm*				
Lunghezza efficacie della trave	$L_{eff} = \alpha L =$	18.00	*m*				
Coefficiente correttivo	$\alpha =$	0.90					
						ratio	
verifica instabilità per pressoflessione	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} f_{m,1,d,fi}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d,fi}} =$	**0.19**	<	1		0.19	VERIFICATO
	$\rho = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d,fi}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{k_{crit} f_{m,2,d,fi}} =$	**0.13**	<	1		0.13	VERIFICATO

Verifica SLE							
Coefficienti correttivi							
Coefficiente correttivo del modulo elastico medio	**CS.2→**	$k_{def=}$	0.8				
coefficiente di forma		$k_{m=}$	0.70				
Valori di deformazione istantanea							
freccia istantanea per carichi permanenti G1+G2		$f_{ist,G}$ =	**10.92**	*mm*			
freccia istantanea per carico da neve N		$f_{ist,N}$ =	**4.61**	*mm*			
freccia istantanea per carico da vento W		$f_{ist,W}$ =	**5.88**	*mm*			
Verifica a deformazione istantanea							
luce di calcolo		L=	20.0	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/300 =	66.7	*mm*			
						ratio	
verifica :	$f_{ist,N} < \delta_{lim}$	**4.6**	**<**	**66.7**		0.07	VERIFICATO
verifica :	$f_{ist,W} < \delta_{lim}$	**5.9**	**<**	**66.7**		0.09	VERIFICATO
Verifica a deformazione finale							
luce di calcolo		L=	20.0	*m*			
freccia massima ammissibile		δ_{lim} = L/200 =	100.0	*mm*			
freccia finale G+N		$f_{max,fin,N} = f_{ist,G}\,(1+k_{def})+f_{ist,N}(1+\psi_{2,N}\cdot k_{def})$ =	24.3	*mm*			
freccia finale G+W		$f_{max,fin,W} = f_{ist,G}\,(1+k_{def})+f_{ist,W}(1+\psi_{2,W}\cdot k_{def})$ =	25.5	*mm*			
						ratio	
verifica :	$f_{max,finN} < \delta_{lim}$	**24.3**	**<**	**100.0**		0.24	VERIFICATO
verifica :	$f_{max,fin,W} < \delta_{lim}$	**25.5**	**<**	**100.0**		0.26	VERIFICATO

Le travi così dimensionate soddisfano sia le verifiche di resistenza a taglio e flessione che le verifiche di deformabilità ai carichi verticali.

Le travi sono verificate anche al fuoco con resistenza **R60**.

9.4. Traversi principali – Acciaio

9.4.1. AS1

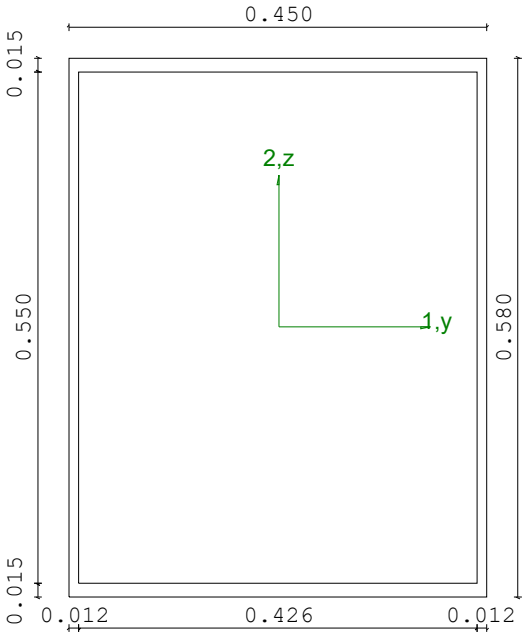
PROP. 3 - BEAM n. 102 - SEZIONE IN X = 2.50

Grp.: Traversi Trave: 102 Prop.: 3 Sez.in: 2.50		
Cmb 34	M1 = -193.79	M2 = 1005.24
	N = -109.45	V1 = -65.97
	V2 = 247.78	MT = -26.31

Rettangolare Cava			
D = 0.5800	B = 0.4500	T1 = 0.0150	T2 = 0.0120
Area	= 2.67e-02		
I11	= 1.41e-03		
I22	= 8.61e-04		

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 3
σ_{VM} = 261.54
F_R = 0.77

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 3
F_{inst-N} = 0.01
$F_{inst-PF,y}$ = 0.43
$F_{inst-PF,z}$ = 0.58



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza	D	=	0.58	m
Base	B	=	0.45	m
Spessore base	T1	=	0.01	m
Spessore altezza	T2	=	0.01	m

Posizione del baricentro elastico	$x_{1G,el}$	= 0.23	m
	$x_{2G,el}$	= 0.29	m
Posizione del baricentro plastico	$x_{1G,pl}$	= 0.23	m
	$x_{2G,pl}$	= 0.29	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
	$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m

Area della sezione A = 2.67e-02 m²

Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.41e-03	m^4
	asse 2	I_{22} =	8.61e-04	m^4
	asse 3	J =	1.61e-03	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.27e-03	m^4
Costante di ingobbamento		I_ω =	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.23	m
	asse 2	i_{22} =	0.18	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	4.86e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	4.86e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	3.83e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	3.83e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	5.63e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	4.41e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.17e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.50e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			2.50	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.15	0.78	0.66	0.66
Piano 2	Tipo 2	0.37	0.83	0.75	0.75

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-1.09e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-6.60e01	kN
	direzione 2	V2 =	2.48e02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.94e02	kNm
	direzione 2	M2 =	1.01e03	kNm
Momento torcente		MT =	-2.63e01	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 3

Punto maggiormente sollecitato		y =	0.00	m
		z =	0.00	m
Tensione da pressoflessione		σ_{pf} =	-261.43	MPa
Tensione tangenziale massima		τ_{max} =	25.03	MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2+3\tau_{max}^2)}$	σ_{VM} =	261.54	MPa
	σ_{VM}/f_d	F_R =	0.77	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 3

Sforzo normale N_{ED} = -1.09e02 kN

Momento flettente $M_{z,ED}$ = -1.94e02 kNm

$M_{y,ED}$ = 1.01e03 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	4.68e05	2.50	0.14	1.00
z	2.86e05	2.50	0.18	1.00
θ	1.53e06	2.50	0.08	1.00
min	2.86e05		0.18	1.00
	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	2.07e05	2.50	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 9.03e03 kN

asse y $N_{b,y,Rd}$ = 9.03e03 kN

asse z $N_{b,z,Rd}$ = 9.03e03 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 1.64e03 kNm

asse z $M_{z,Rd}$ = 1.29e03 kNm

Coefficiente di interazione

k_{yy} = 0.75

k_{yz} = 0.75

k_{zy} = 0.53

k_{zz} = 0.66

Verifica di Instabilità a Compressione

$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 0.01 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.58 (Verificato)

$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.43 (Verificato)

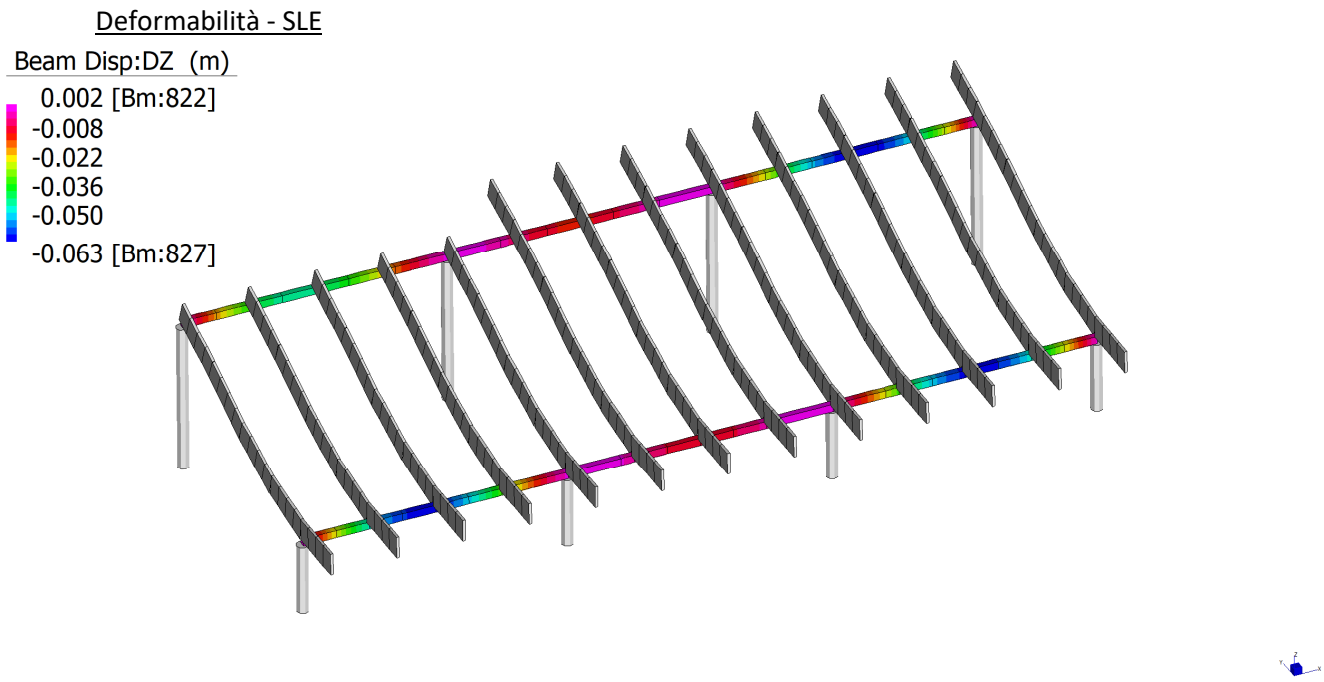


Figura 26 – AS1 – Deformata verticale G1+G2

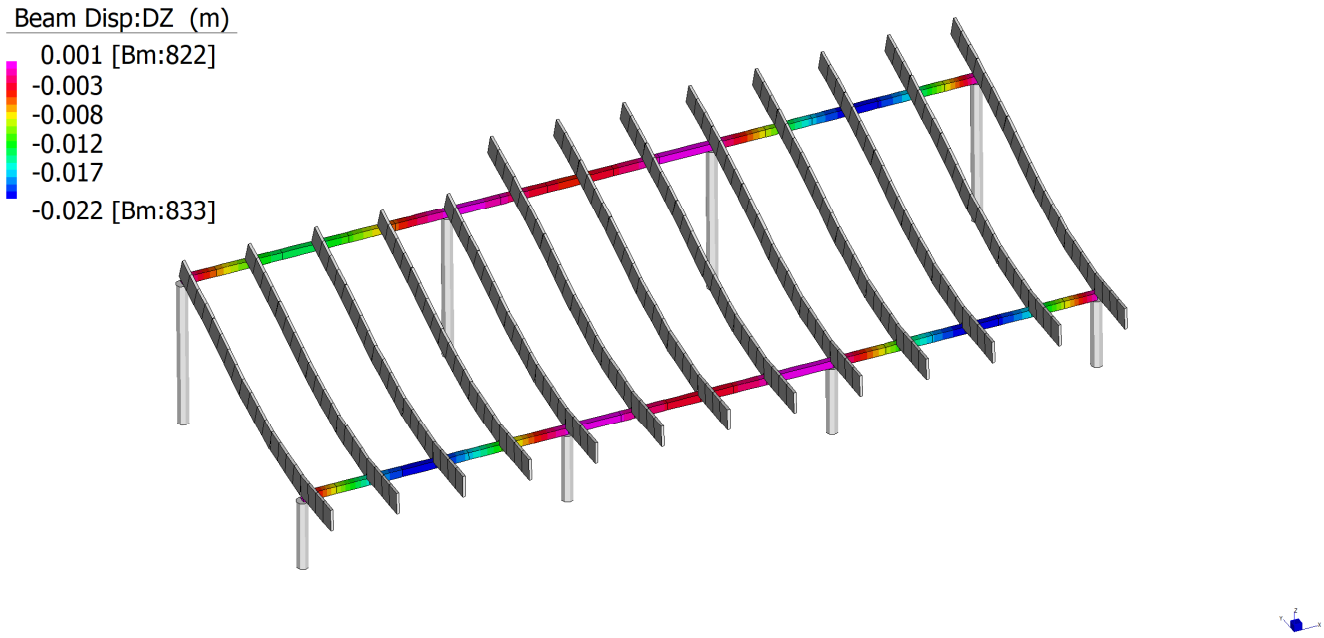


Figura 27 – AS1 – Deformata verticale N

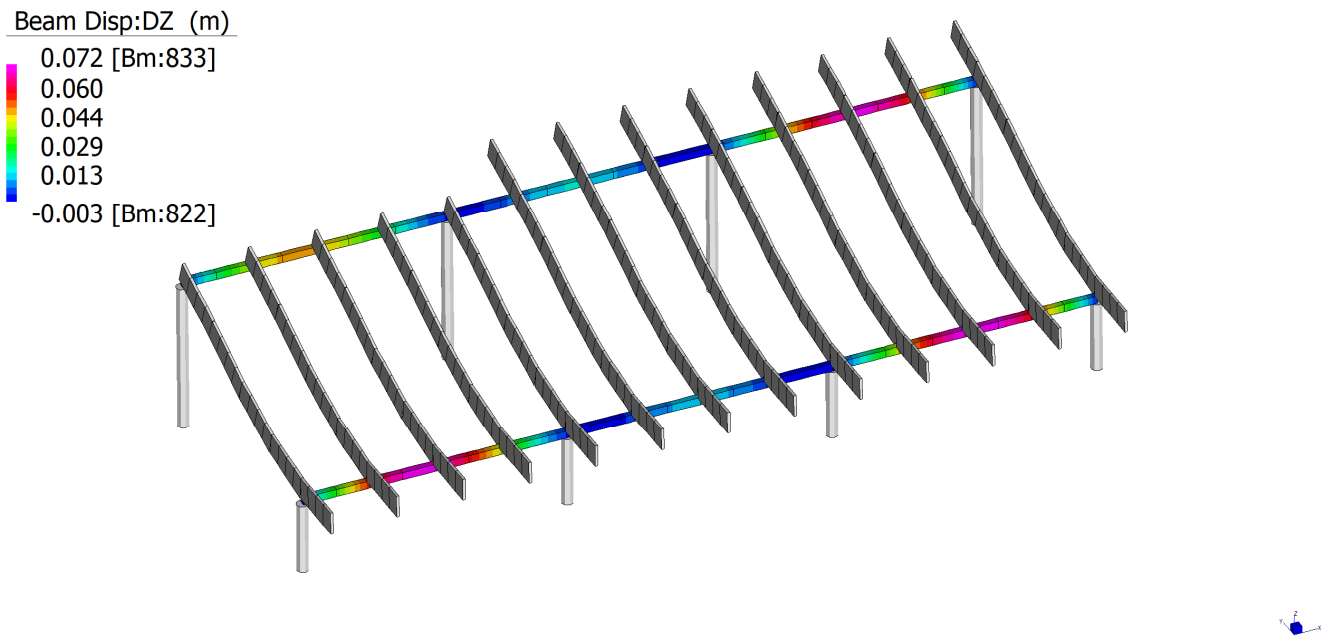


Figura 28 – AS1 – Deformata verticale W

L =	20	m	luce				
f_{G1+G2} =	-63	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-22	mm	freccia carico da neve				
f_W =	72	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	50	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	35	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	59	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
f_N =	22	mm	<	L/250 =	80	mm	OK
f_W =	72	mm	<	L/250 =	80	mm	OK

9.4.1. AS2

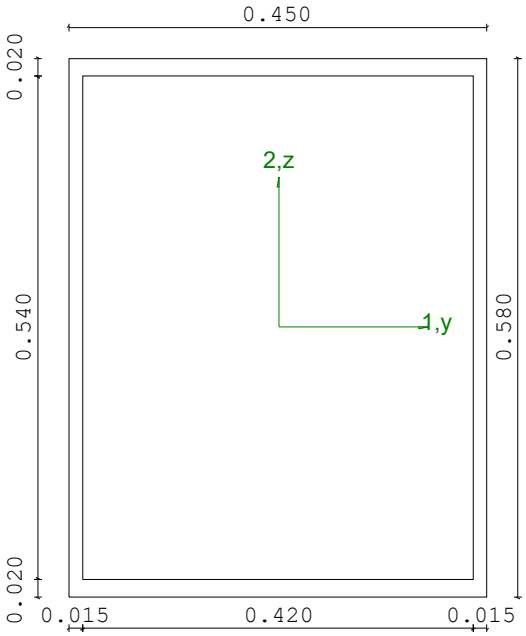
PROP. 27 - BEAM n. 235 - SEZIONE IN X = 4.00

Grp.: Gruppo0 Trave: 235 Prop.: 27 Sez.in: 4.00		
Cmb 139	M1 = 302.02	M2 = -2045.29
	N = -243.97	V1 = 64.56
	V2 = -498.20	MT = -8.67

Rettangolare Cava			
D = 0.5800	B = 0.4500	T1 = 0.0200	T2 = 0.0150
Area	= 3.42e-02		
I11	= 1.81e-03		
I22	= 1.07e-03		

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 1
F_{R-PF} = 0.87
F_{R-V} = 0.16
F_{R-T} = 6.08e-03
$F_{R-\tau}$ = 0.18

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 1
F_{I-N} = 0.02
$F_{PF,y}$ = 0.60
$F_{PF,z}$ = 0.44



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza		D =	0.58	m
Base		B =	0.45	m
Spessore base		T1 =	0.02	m
Spessore altezza		T2 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico		$x_{1G,el}$	= 0.23	m
		$x_{2G,el}$	= 0.29	m
Posizione del baricentro plastico		$x_{1G,pl}$	= 0.23	m
		$x_{2G,pl}$	= 0.29	m
Distanza baricentro - centro di taglio		$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
		$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione		A =	3.42e-02	m^2
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.81e-03	m^4
	asse 2	I_{22} =	1.07e-03	m^4

	asse 3	J =	2.01e-03	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.88e-03	m^4
Costante di ingobbamento		I_ω =	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.23	m
	asse 2	i_{22} =	0.18	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	6.23e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	6.23e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	4.76e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	4.76e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	7.23e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	5.55e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.49e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.93e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.00	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.14	0.78	0.66	0.66
Piano 2	Tipo 2	0.04	0.76	0.62	0.62

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-2.44e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	6.46e01	kN
	direzione 2	V2 =	-4.98e02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	3.02e02	kNm
	direzione 2	M2 =	-2.05e03	kNm
Momento torcente		MT =	-8.67e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N_{Rd} =	11562.86	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd}$ =	3759.20	kN
riduzione per la torsione		coeff =	0.99	
		$V_{pl,y,T,Rd}$ =	3736.34	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd}$ =	2916.62	kN
riduzione per la torsione		coeff =	0.99	

$V_{pl,z,T,Rd}$ =2898.89 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{y,Rd}$ = 2443.41 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{y,V,Rd}$ = 2443.41 kNm

Resistenza flessionale asse z $M_{z,Rd}$ = 1875.92 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{z,V,Rd}$ = 1875.92 kNm

Resistenza torsionale elastica T_{Rd} = 1426.52 kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ F_{R-PF} = 0.87 Verificato
$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1$ F_{R-exp} = 0.79
α = 1.66, β = 1.66

Verifica di Resistenza plastica a Taglio
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ F_{R-V} = 0.16 Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ F_{R-T} = 6.08e-03 Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3)} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1$ $F_{R-\tau}$ = 0.18 Verificato

---

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Sforzo normale N_{ED} = -2.44e02 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = 3.02e02 kNm
$M_{y,ED}$ = -2.05e03 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.34e05	4.00	0.23	0.99
z	1.39e05	4.00	0.30	0.98
θ	1.93e06	4.00	0.08	1.00
min	1.39e05		0.30	0.98

	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.55e05	4.00	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 1.13e04 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 1.15e04 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 1.13e04 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 2.44e03 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 1.88e03 kNm

Coefficiente di interazione k_{yy} = 0.62
k_{yz} = 0.40
k_{zy} = 0.37
k_{zz} = 0.66

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 0.02 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.60 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.44 (Verificato)

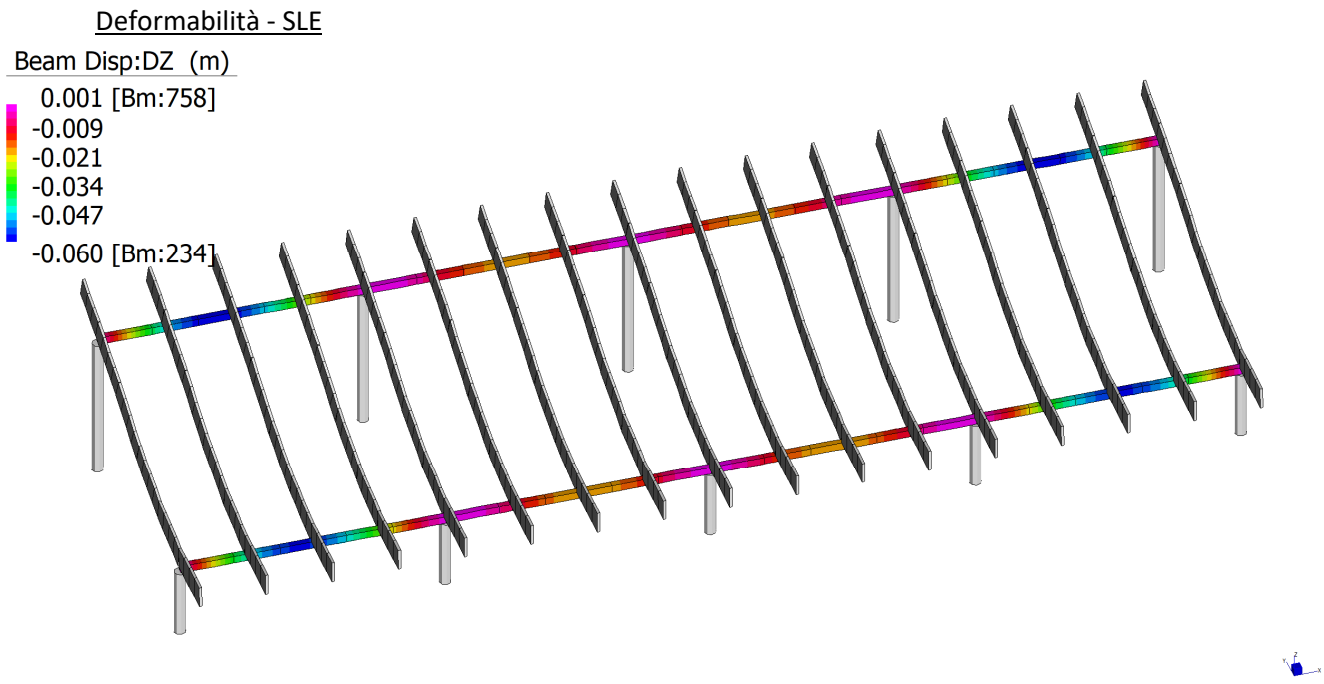


Figura 29 – AS2 – Deformata verticale G1+G2

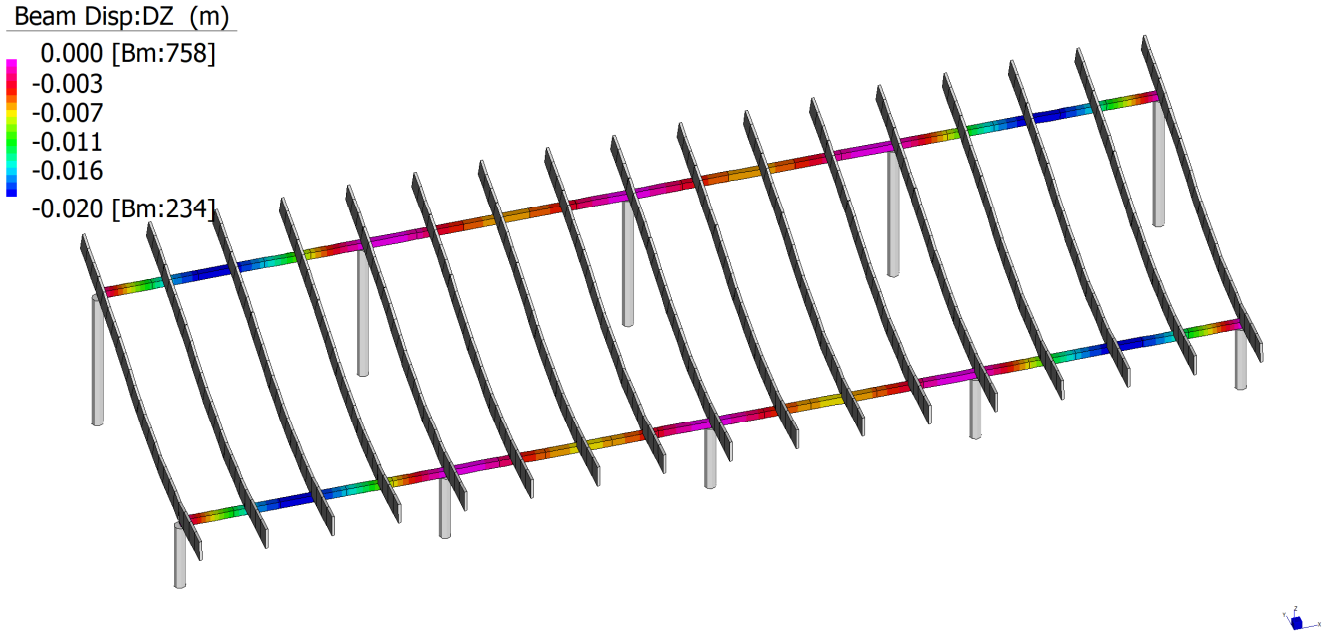


Figura 30 – AS2 – Deformata verticale N

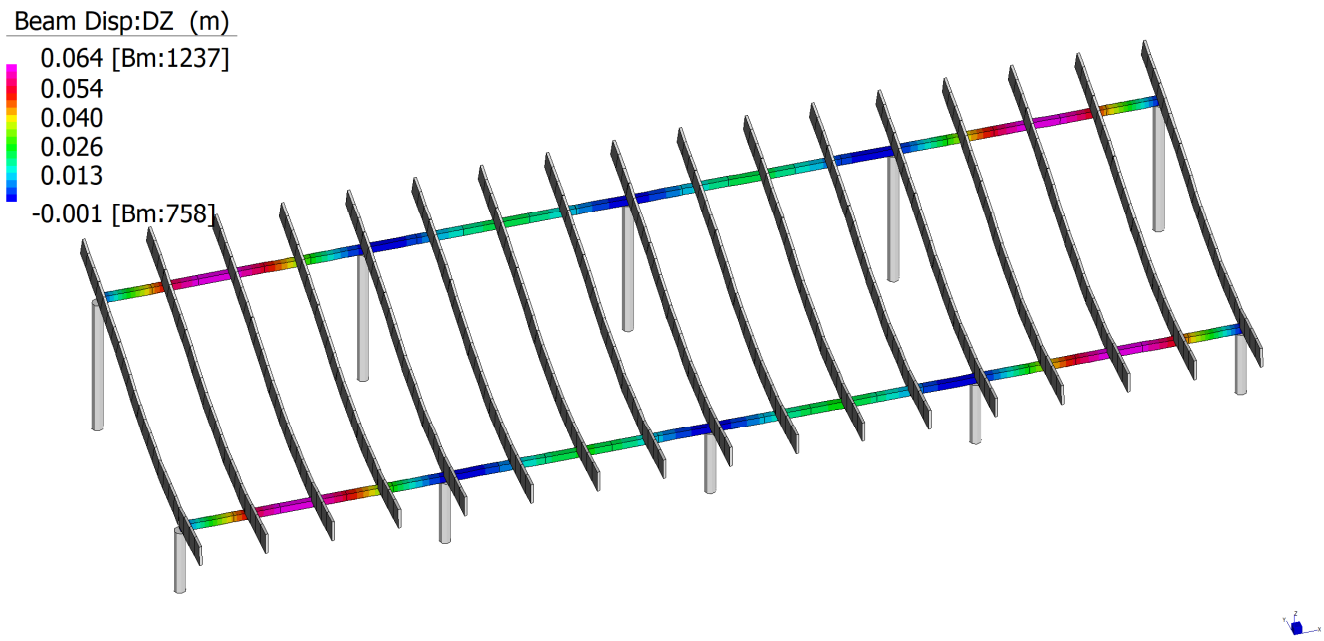


Figura 31 – AS2 – Deformata verticale W

L =	20	m	luce				
f_{G1+G2} =	-60	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-20	mm	freccia carico da neve				
f_W =	64	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	50	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	30	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	54	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
f_N =	20	mm	<	L/250 =	80	mm	OK
f_W =	64	mm	<	L/250 =	80	mm	OK

9.4.1. AS3

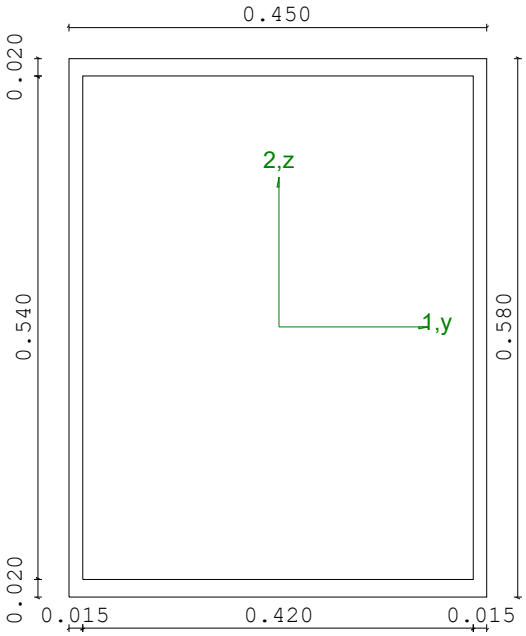
PROP. 27 - BEAM n. 823 - SEZIONE IN X = 4.00

Grp.: Traversi Trave: 823 Prop.: 27 Sez.in: 4.00		
Cmb 139	M1 = 351.63	M2 = -2013.00
	N = -222.89	V1 = 91.67
	V2 = -488.54	MT = 0.80

Rettangolare Cava	
D = 0.5800 B = 0.4500 T1 = 0.0200 T2 = 0.0150	
Area	= 3.42e-02
I11	= 1.81e-03
I22	= 1.07e-03

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 1
F_{R-PF} = 0.87
F_{R-V} = 0.16
F_{R-T} = 5.59e-04
$F_{R-\tau}$ = 0.17

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 1
F_{I-N} = 0.02
$F_{PF,y}$ = 0.59
$F_{PF,z}$ = 0.43



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza		D	= 0.58	m
Base		B	= 0.45	m
Spessore base		T1	= 0.02	m
Spessore altezza		T2	= 0.01	m
Posizione del baricentro elastico		$x_{1G,el}$	= 0.23	m
		$x_{2G,el}$	= 0.29	m
Posizione del baricentro plastico		$x_{1G,pl}$	= 0.23	m
		$x_{2G,pl}$	= 0.29	m
Distanza baricentro - centro di taglio		$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
		$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione		A =	3.42e-02	m^2
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.81e-03	m^4
	asse 2	I_{22} =	1.07e-03	m^4

	asse 3	J =	2.01e-03	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.88e-03	m^4
Costante di ingobbamento		I_ω =	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.23	m
	asse 2	i_{22} =	0.18	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	6.23e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	6.23e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	4.76e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	4.76e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	7.23e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	5.55e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.49e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.93e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.00	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.04	0.74	0.58	0.58
Piano 2	Tipo 2	0.04	0.76	0.62	0.62

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-2.23e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	9.17e01	kN
	direzione 2	V2 =	-4.89e02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	3.52e02	kNm
	direzione 2	M2 =	-2.01e03	kNm
Momento torcente		MT =	7.97e-01	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N_{Rd} =	11562.86	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd}$ =	3759.20	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	
		$V_{pl,y,T,Rd}$ =	3757.10	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd}$ =	2916.62	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	

$V_{pl,z,T,Rd}$ =2914.99 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{y,Rd}$ = 2443.41 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{y,V,Rd}$ = 2443.41 kNm

Resistenza flessionale asse z $M_{z,Rd}$ = 1875.92 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{z,V,Rd}$ = 1875.92 kNm

Resistenza torsionale elastica T_{Rd} = 1426.52 kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ F_{R-PF} = 0.87 Verificato
$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1$ F_{R-exp} = 0.79
α = 1.66, β = 1.66

Verifica di Resistenza plastica a Taglio
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ F_{R-V} = 0.16 Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ F_{R-T} = 5.59e-04 Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3)} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1$ $F_{R-\tau}$ = 0.17 Verificato

---

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Sforzo normale N_{ED} = -2.23e02 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = 3.52e02 kNm
$M_{y,ED}$ = -2.01e03 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.34e05	4.00	0.23	0.99
z	1.39e05	4.00	0.30	0.98
θ	1.93e06	4.00	0.08	1.00
min	1.39e05		0.30	0.98
	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.55e05	4.00	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 1.13e04 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 1.15e04 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 1.13e04 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 2.44e03 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 1.88e03 kNm

Coefficiente di interazione k_{yy} = 0.62
k_{yz} = 0.35
k_{zy} = 0.37
k_{zz} = 0.58

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 0.02 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.59 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.43 (Verificato)

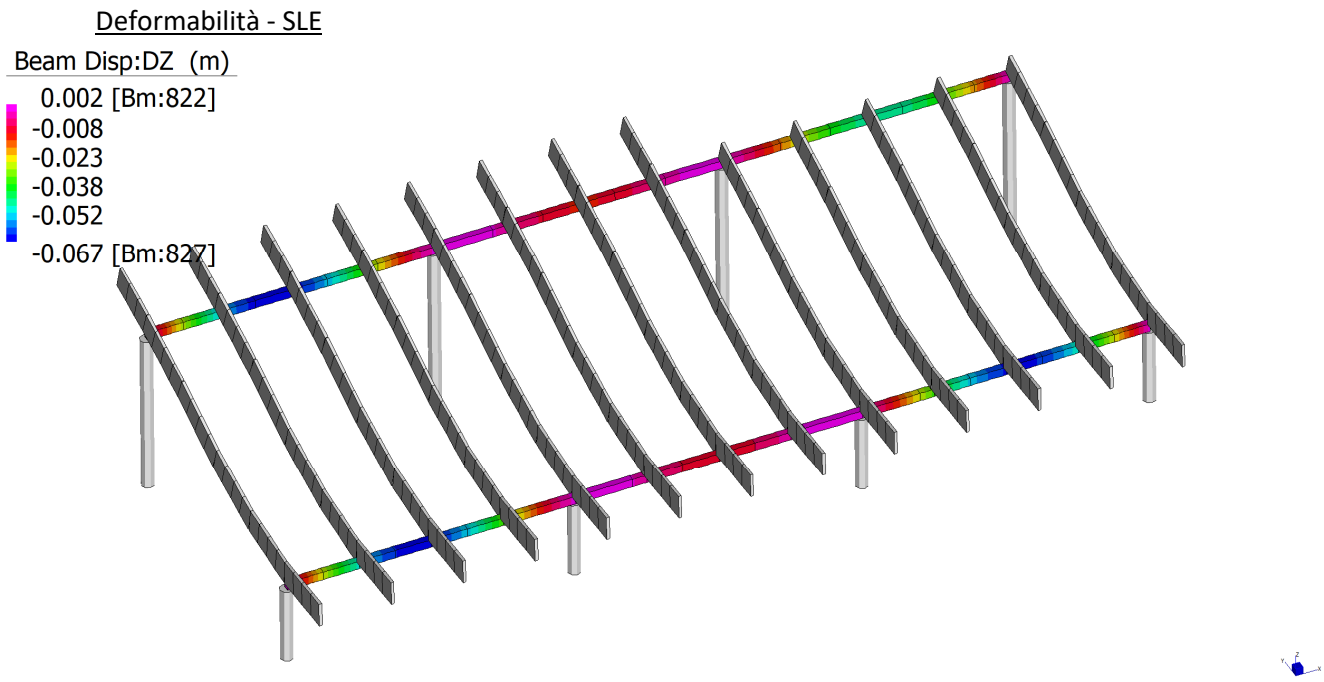


Figura 32 – AS3 – Deformata verticale G1+G2

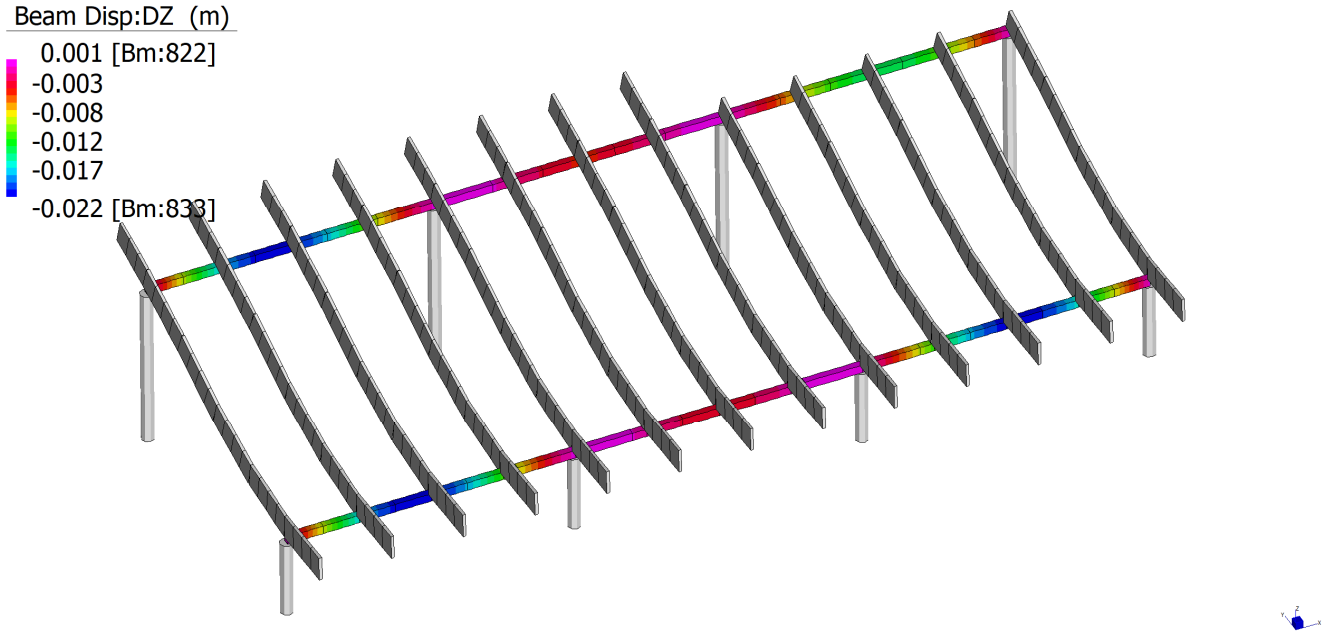


Figura 33 – AS3 – Deformata verticale N

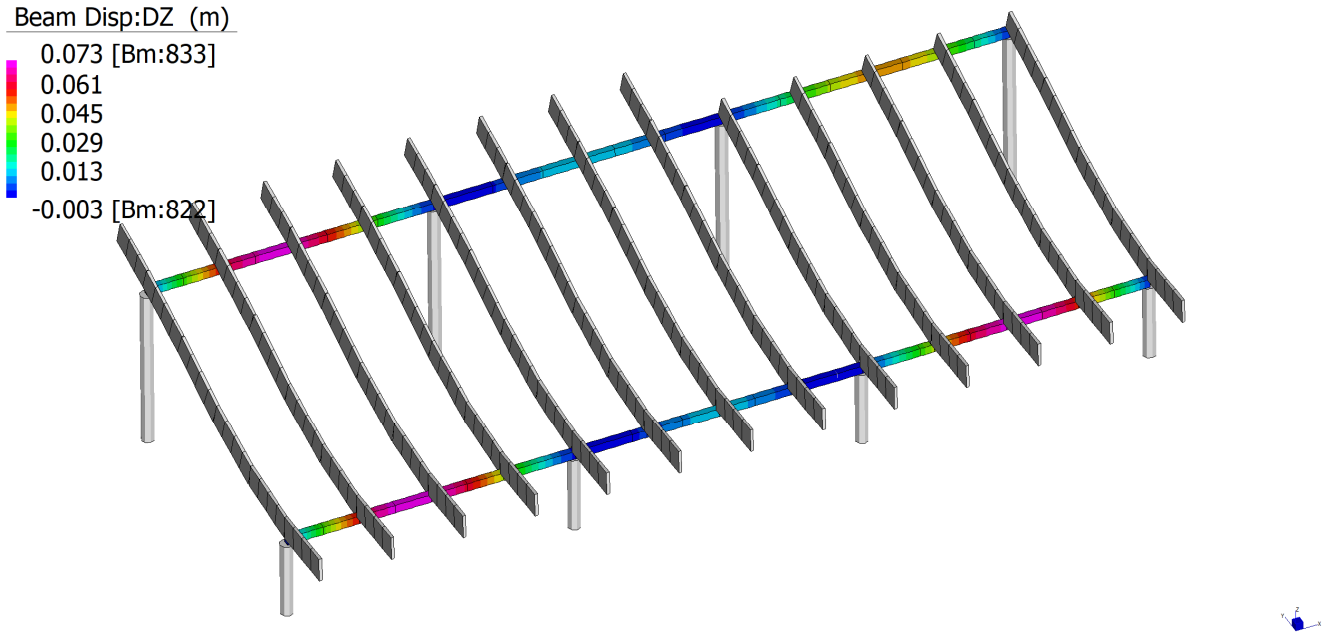


Figura 34 – AS3 – Deformata verticale W

L =	20	m	luce				
f_{G1+G2} =	-67	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-22	mm	freccia carico da neve				
f_W =	73	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	50	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	39	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	56	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
f_N =	22	mm	<	L/250 =	80	mm	OK
f_W =	73	mm	<	L/250 =	80	mm	OK

9.4.1. LS1

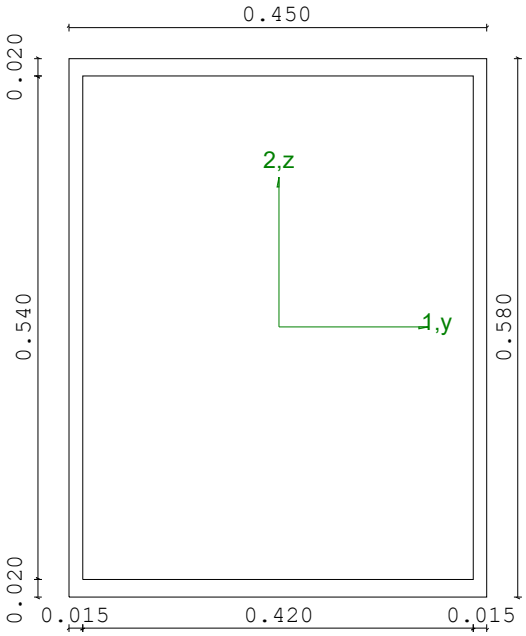
PROP. 27 - BEAM n. 1075 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Traversi Trave: 1075 Prop.: 27 Sez.in: 0.00		
Cmb 140	M1 = -144.93	M2 = -2167.17
	N = -60.61	V1 = 39.79
	V2 = 529.49	MT = 7.03

Rettangolare Cava	
D = 0.5800 B = 0.4500 T1 = 0.0200 T2 = 0.0150	
Area	= 3.42e-02
I11	= 1.81e-03
I22	= 1.07e-03

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 1
F_{R-PF} = 0.90
F_{R-V} = 0.16
F_{R-T} = 4.93e-03
$F_{R-\tau}$ = 0.19

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 1
F_{I-N} = 5.36e-03
$F_{PF,y}$ = 0.58
$F_{PF,z}$ = 0.38



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza		D =	0.58	m
Base		B =	0.45	m
Spessore base		T1 =	0.02	m
Spessore altezza		T2 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico		$x_{1G,el}$ =	0.23	m
		$x_{2G,el}$ =	0.29	m
Posizione del baricentro plastico		$x_{1G,pl}$ =	0.23	m
		$x_{2G,pl}$ =	0.29	m
Distanza baricentro - centro di taglio		$x_{1CT}-x_{1G}$ =	0.00	m
		$x_{2CT}-x_{2G}$ =	0.00	m
Area della sezione		A =	3.42e-02	m^2
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.81e-03	m^4
	asse 2	I_{22} =	1.07e-03	m^4

	asse 3	J =	2.01e-03	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.88e-03	m^4
Costante di ingobbamento		I_ω =	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.23	m
	asse 2	i_{22} =	0.18	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	6.23e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	6.23e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	4.76e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	4.76e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	7.23e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	5.55e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.49e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.93e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.00	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.10	0.73	0.56	0.56
Piano 2	Tipo 2	0.04	0.76	0.61	0.61

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-6.06e01	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	3.98e01	kN
	direzione 2	V2 =	5.29e02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.45e02	kNm
	direzione 2	M2 =	-2.17e03	kNm
Momento torcente		MT =	7.03e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N_{Rd} =	11562.86	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd}$ =	3759.20	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	
		$V_{pl,y,T,Rd}$ =	3740.67	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd}$ =	2916.62	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	

$V_{pl,z,T,Rd}$ =2902.25 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{y,Rd}$ = 2443.41 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{y,V,Rd}$ = 2443.41 kNm

Resistenza flessionale asse z $M_{z,Rd}$ = 1875.92 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{z,V,Rd}$ = 1875.92 kNm

Resistenza torsionale elastica T_{Rd} = 1426.52 kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ F_{R-PF} = 0.90 Verificato
$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1$ F_{R-exp} = 0.83
α = 1.66, β = 1.66

Verifica di Resistenza plastica a Taglio
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ F_{R-V} = 0.16 Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ F_{R-T} = 4.93e-03 Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3)} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1$ $F_{R-\tau}$ = 0.19 Verificato

---

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Sforzo normale N_{ED} = -6.06e01 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = -1.45e02 kNm
$M_{y,ED}$ = -2.17e03 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.34e05	4.00	0.23	0.99
z	1.39e05	4.00	0.30	0.98
θ	1.93e06	4.00	0.08	1.00
min	1.39e05		0.30	0.98

	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.55e05	4.00	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 1.13e04 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 1.15e04 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 1.13e04 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 2.44e03 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 1.88e03 kNm

Coefficiente di interazione
k_{yy} = 0.61
k_{yz} = 0.34
k_{zy} = 0.37
k_{zz} = 0.56

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 5.36e-03 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.58 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.38 (Verificato)

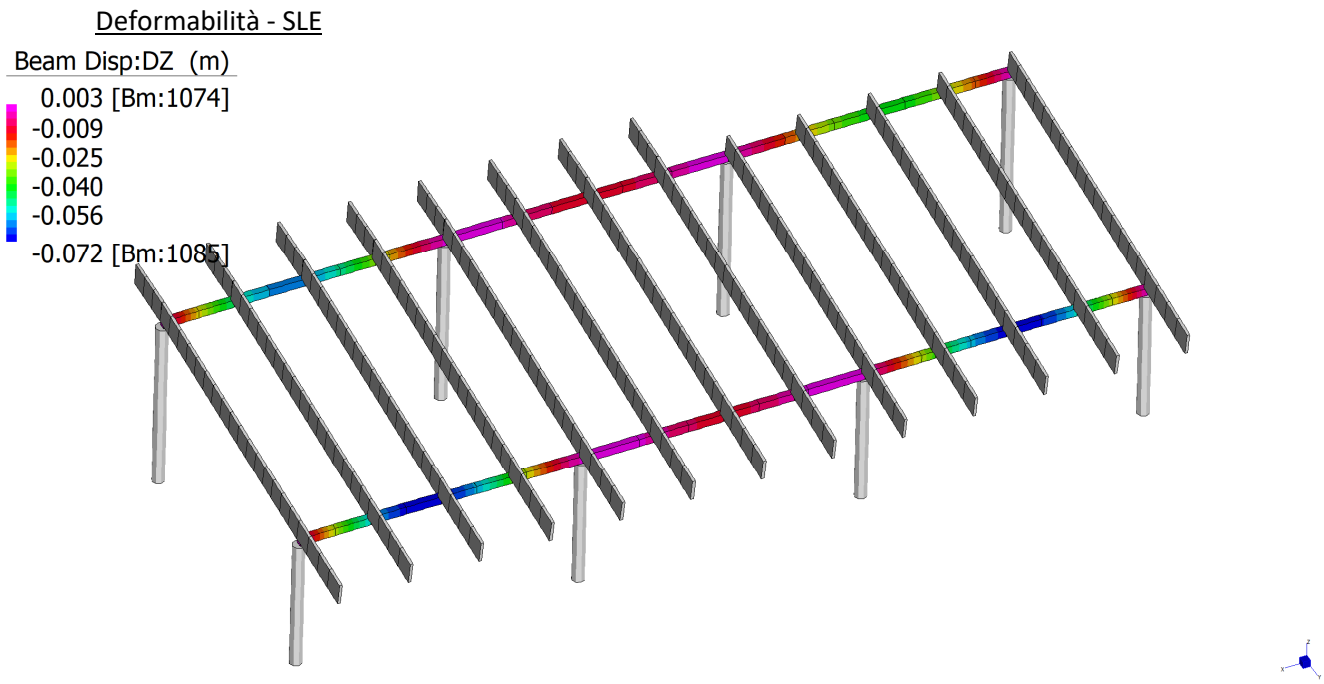


Figura 35 – LS1 – Deformata verticale G1+G2

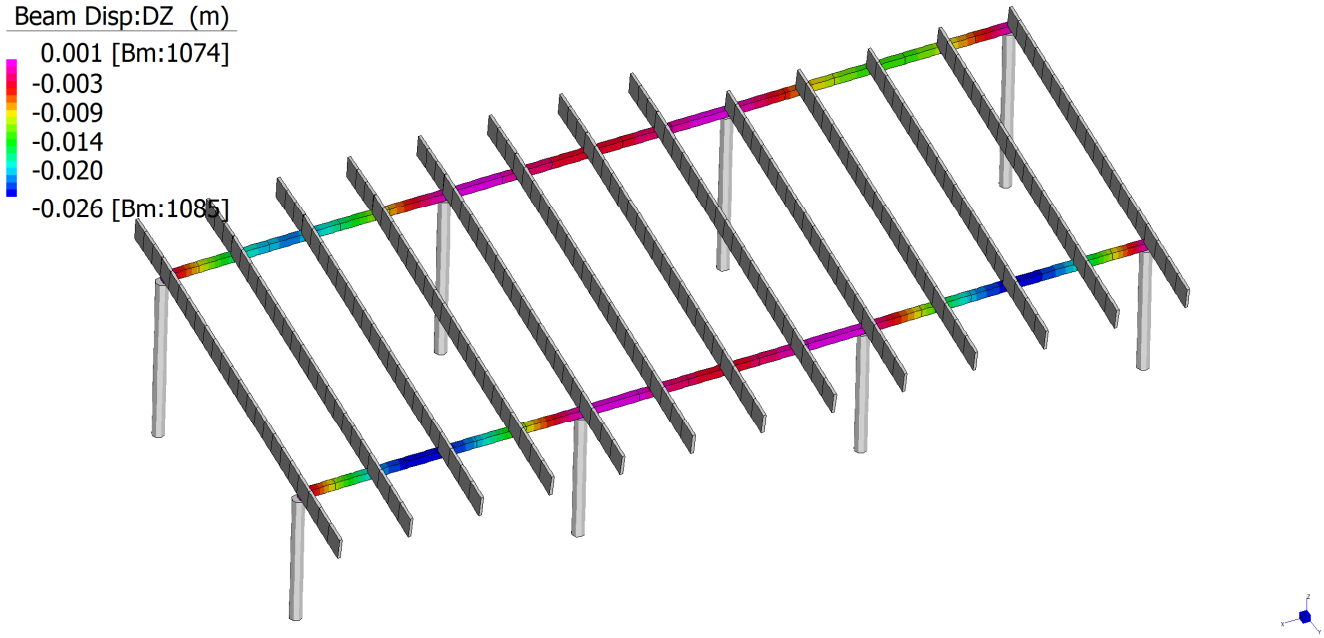


Figura 36 – LS1 – Deformata verticale N

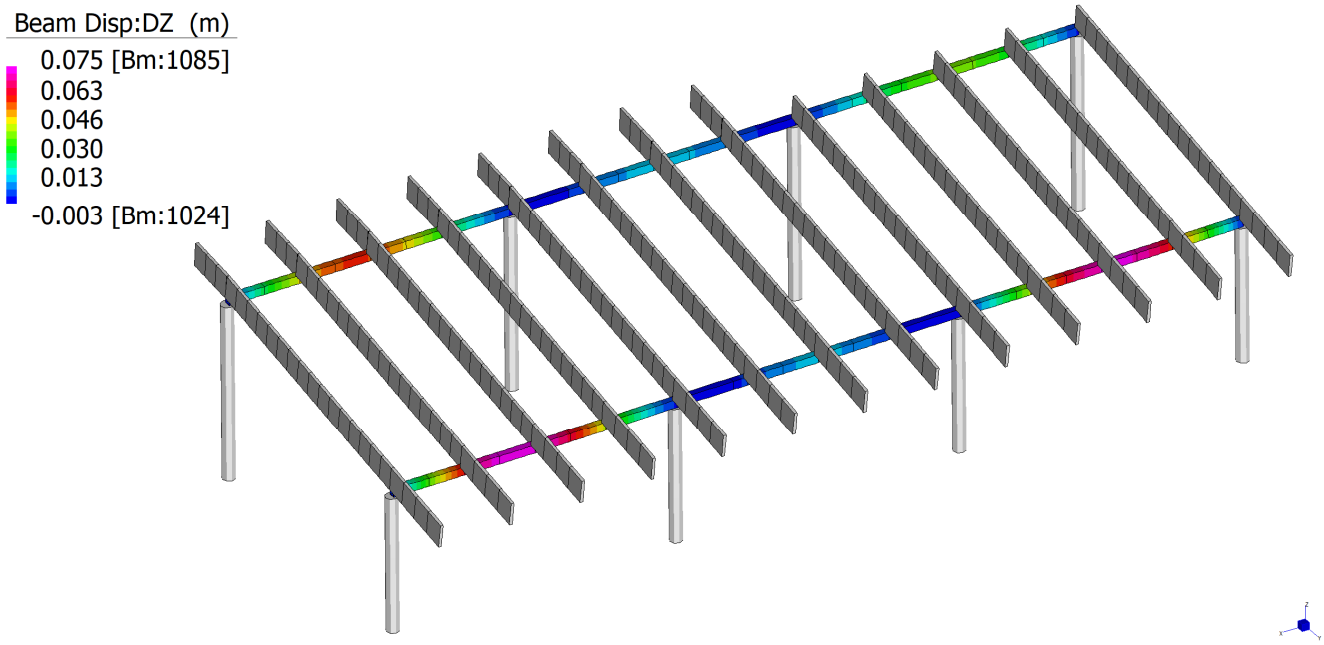


Figura 37 – LS1 – Deformata verticale W

L =	20	m	luce				
f_{G1+G2} =	-72	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-26	mm	freccia carico da neve				
f_W =	75	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	50	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	48	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	53	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
f_N =	26	mm	<	L/250 =	80	mm	OK
f_W =	75	mm	<	L/250 =	80	mm	OK

9.4.1. LS2

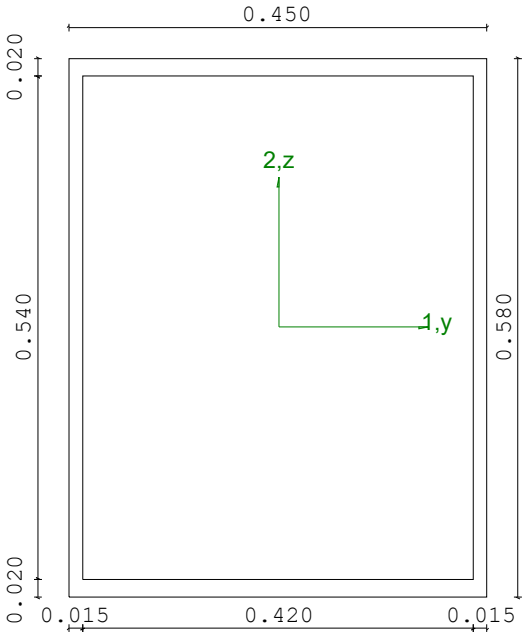
PROP. 27 - BEAM n. 1173 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Gruppo0 Trave: 1173 Prop.: 27 Sez.in: 0.00		
Cmb 36	M1 = -98.72	M2 = -1907.32
	N = -81.18	V1 = 16.59
	V2 = 462.07	MT = 2.71

Rettangolare Cava	
D = 0.5800 B = 0.4500 T1 = 0.0200 T2 = 0.0150	
Area	= 3.42e-02
I11	= 1.81e-03
I22	= 1.07e-03

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 1
F_{R-PF} = 0.79
F_{R-V} = 0.13
F_{R-T} = 1.90e-03
$F_{R-\tau}$ = 0.16

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 1
F_{I-N} = 7.18e-03
$F_{PF,y}$ = 0.51
$F_{PF,z}$ = 0.34



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza		D =	0.58	m
Base		B =	0.45	m
Spessore base		T1 =	0.02	m
Spessore altezza		T2 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico		$x_{1G,el}$	= 0.23	m
		$x_{2G,el}$	= 0.29	m
Posizione del baricentro plastico		$x_{1G,pl}$	= 0.23	m
		$x_{2G,pl}$	= 0.29	m
Distanza baricentro - centro di taglio		$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
		$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione		A =	3.42e-02	m^2
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.81e-03	m^4
	asse 2	I_{22} =	1.07e-03	m^4

	asse 3	J =	2.01e-03	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.88e-03	m^4
Costante di ingobbamento		I_ω =	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.23	m
	asse 2	i_{22} =	0.18	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	6.23e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	6.23e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	4.76e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	4.76e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	7.23e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	5.55e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.49e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.93e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.00	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.33	0.82	0.73	0.73
Piano 2	Tipo 2	0.05	0.76	0.62	0.62

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-8.12e01	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	1.66e01	kN
	direzione 2	V2 =	4.62e02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-9.87e01	kNm
	direzione 2	M2 =	-1.91e03	kNm
Momento torcente		MT =	2.71e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N_{Rd} =	11562.86	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd}$ =	3759.20	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	
		$V_{pl,y,T,Rd}$ =	3752.04	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd}$ =	2916.62	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	

$V_{pl,z,T,Rd}$ =2911.07 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{y,Rd}$ = 2443.41 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{y,V,Rd}$ = 2443.41 kNm

Resistenza flessionale asse z $M_{z,Rd}$ = 1875.92 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{z,V,Rd}$ = 1875.92 kNm

Resistenza torsionale elastica T_{Rd} = 1426.52 kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed},M_{y,Ed},M_{z,Ed}) \leq 1$ F_{R-PF} = 0.79 Verificato
$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha}+|M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1$ F_{R-exp} = 0.67
α = 1.66, β = 1.66

Verifica di Resistenza plastica a Taglio
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd})+(V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ F_{R-V} = 0.13 Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ F_{R-T} = 1.90e-03 Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali
$\tau_{Ed}\cdot\sqrt{(3)}\cdot\gamma_{M0}/f_y \leq 1$ $F_{R-\tau}$ = 0.16 Verificato

---

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Sforzo normale N_{ED} = -8.12e01 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = -9.87e01 kNm
$M_{y,ED}$ = -1.91e03 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.34e05	4.00	0.23	0.99
z	1.39e05	4.00	0.30	0.98
θ	1.93e06	4.00	0.08	1.00
min	1.39e05		0.30	0.98
	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.55e05	4.00	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 1.13e04 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 1.15e04 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 1.13e04 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 2.44e03 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 1.88e03 kNm

Coefficiente di interazione k_{yy} = 0.62
k_{yz} = 0.44
k_{zy} = 0.37
k_{zz} = 0.73

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 7.18e-03 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd})+k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd})+k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.51 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd})+k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd})+k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.34 (Verificato)

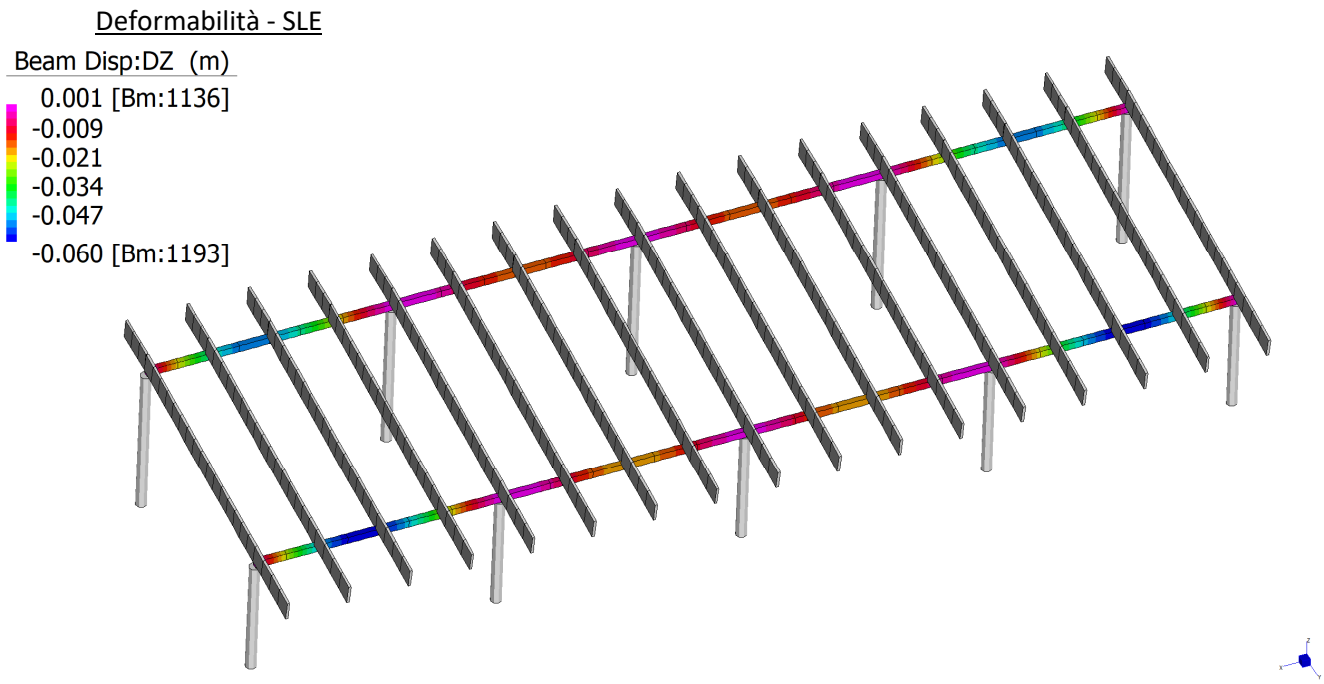


Figura 38 – LS2 – Deformata verticale G1+G2

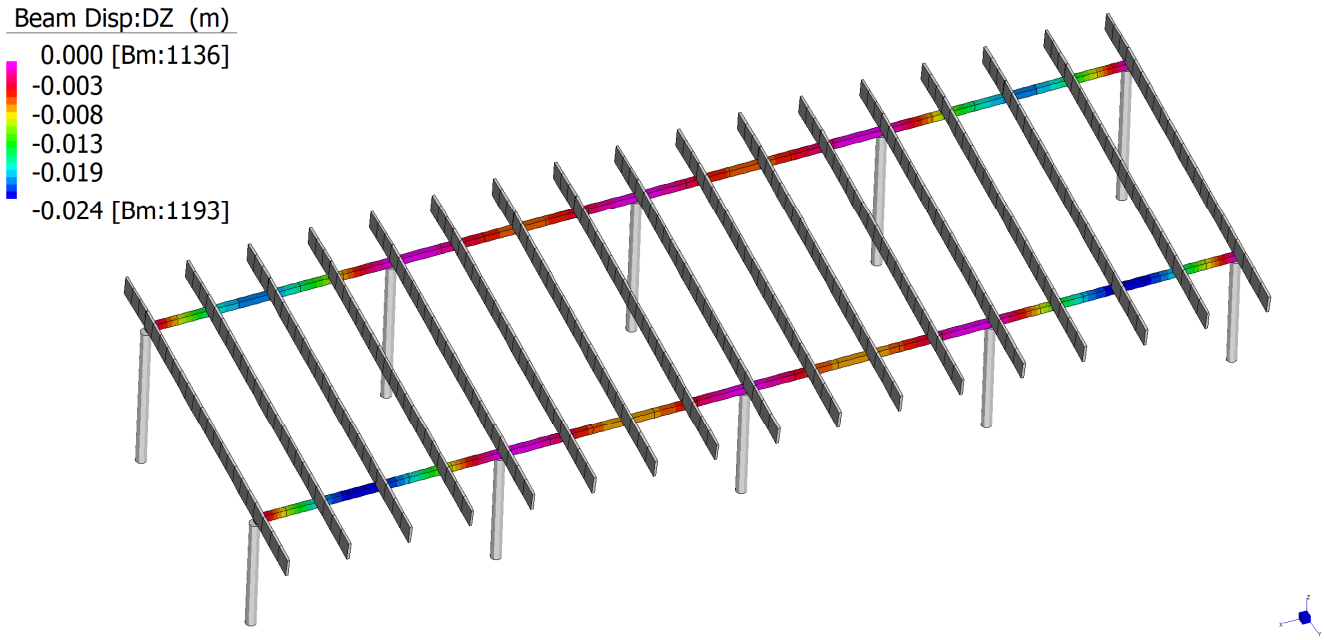


Figura 39 – LS2 – Deformata verticale N

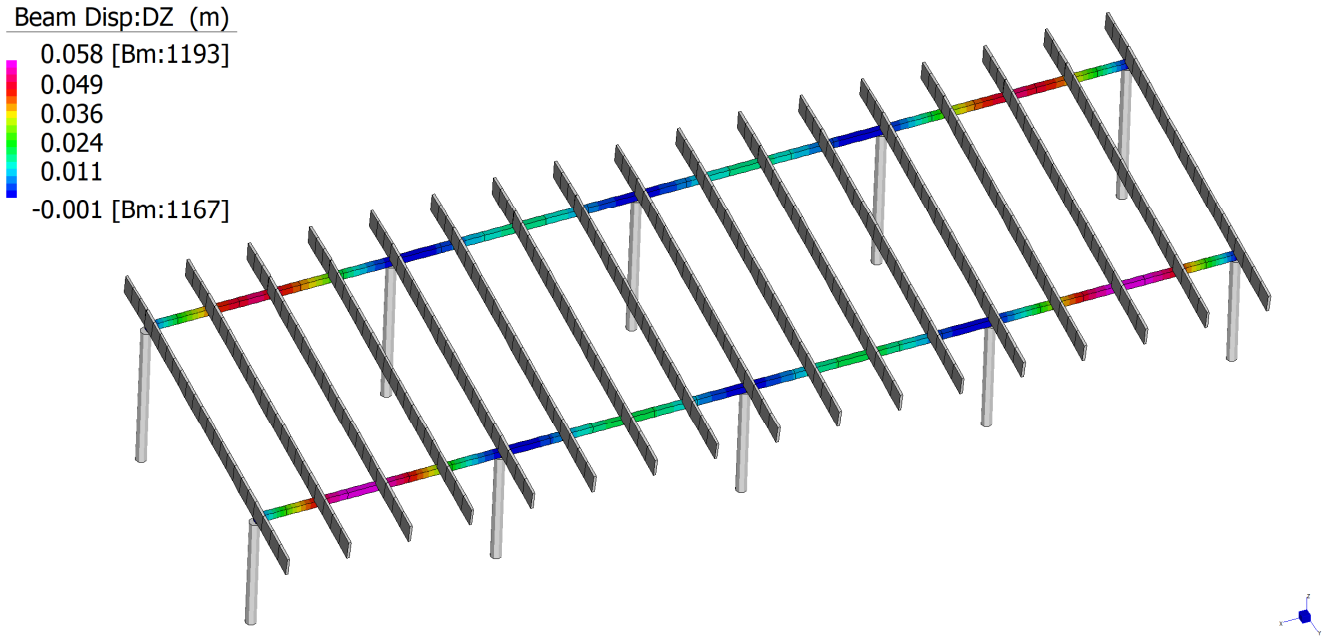


Figura 40 – LS2 – Deformata verticale W

L =	20	m	luce				
f_{G1+G2} =	-60	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-24	mm	freccia carico da neve				
f_W =	58	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	50	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	34	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	48	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
f_N =	24	mm	<	L/250 =	80	mm	OK
f_W =	58	mm	<	L/250 =	80	mm	OK

9.4.1. LS3

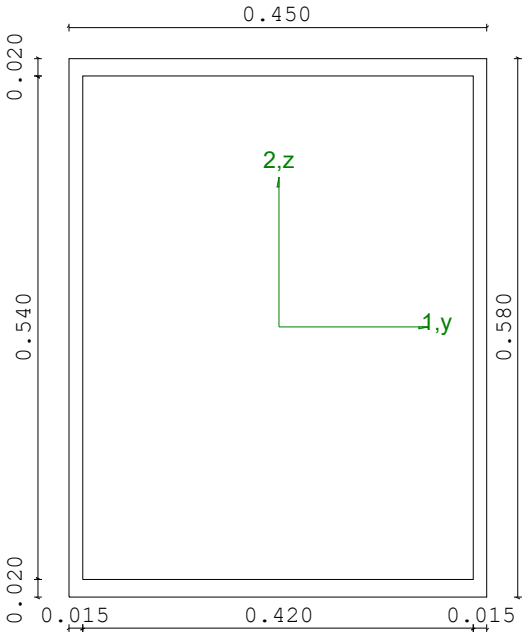
PROP. 27 - BEAM n. 1074 - SEZIONE IN X = 4.00

Grp.: Traversi Trave: 1074 Prop.: 27 Sez.in: 4.00		
Cmb 36	M1 = -115.89	M2 = -1840.56
	N = -45.34	V1 = -31.90
	V2 = -451.47	MT = -6.95

Rettangolare Cava	
D = 0.5800 B = 0.4500 T1 = 0.0200 T2 = 0.0150	
Area	= 3.42e-02
I11	= 1.81e-03
I22	= 1.07e-03

VERIFICA DI RESISTENZA
Classe = Classe 1
F_{R-PF} = 0.76
F_{R-V} = 0.13
F_{R-T} = 4.87e-03
$F_{R-\tau}$ = 0.16

VERIFICA DI STABILITA'
Classe = Classe 1
F_{I-N} = 4.01e-03
$F_{PF,y}$ = 0.49
$F_{PF,z}$ = 0.32



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza		D =	0.58	m
Base		B =	0.45	m
Spessore base		T1 =	0.02	m
Spessore altezza		T2 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico		$x_{1G,el}$ =	0.23	m
		$x_{2G,el}$ =	0.29	m
Posizione del baricentro plastico		$x_{1G,pl}$ =	0.23	m
		$x_{2G,pl}$ =	0.29	m
Distanza baricentro - centro di taglio		$x_{1CT}-x_{1G}$ =	0.00	m
		$x_{2CT}-x_{2G}$ =	0.00	m
Area della sezione		A =	3.42e-02	m^2
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	1.81e-03	m^4
	asse 2	I_{22} =	1.07e-03	m^4

	asse 3	J =	2.01e-03	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio		I_p =	2.88e-03	m^4
Costante di ingobbamento		I_ω =	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.23	m
	asse 2	i_{22} =	0.18	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el}$ =	6.23e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el}$ =	6.23e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el}$ =	4.76e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el}$ =	4.76e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl}$ =	7.23e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl}$ =	5.55e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl}$ =	1.49e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl}$ =	1.93e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.00	m
Molt. per inflessione	asse 1	β_1 =	1.00	
	asse 2	β_2 =	1.00	
	asse 3	β_3 =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.10	0.73	0.56	0.56
Piano 2	Tipo 2	0.04	0.76	0.61	0.61

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f_y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f_u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f_y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f_u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		γ_{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	-4.53e01	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-3.19e01	kN
	direzione 2	V2 =	-4.51e02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.16e02	kNm
	direzione 2	M2 =	-1.84e03	kNm
Momento torcente		MT =	-6.95e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N_{Rd} =	11562.86	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd}$ =	3759.20	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	
		$V_{pl,y,T,Rd}$ =	3740.89	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd}$ =	2916.62	kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00	

$V_{pl,z,T,Rd}$ =2902.41 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{y,Rd}$ = 2443.41 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{y,V,Rd}$ = 2443.41 kNm

Resistenza flessionale asse z $M_{z,Rd}$ = 1875.92 kNm
riduzione per il taglio coeff = 1.00
$M_{z,V,Rd}$ = 1875.92 kNm

Resistenza torsionale elastica T_{Rd} = 1426.52 kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ F_{R-PF} = 0.76 Verificato
$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1$ F_{R-exp} = 0.63
α = 1.66, β = 1.66

Verifica di Resistenza plastica a Taglio
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$ F_{R-V} = 0.13 Verificato

Verifica di Resistenza elastica a Torsione
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$ F_{R-T} = 4.87e-03 Verificato

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3)} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1$ $F_{R-\tau}$ = 0.16 Verificato

---

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2018 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:
Cl = Classe 1

Sforzo normale N_{ED} = -4.53e01 kN
Momento flettente $M_{z,ED}$ = -1.16e02 kNm
$M_{y,ED}$ = -1.84e03 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera ℓ_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.34e05	4.00	0.23	0.99
z	1.39e05	4.00	0.30	0.98
θ	1.93e06	4.00	0.08	1.00
min	1.39e05		0.30	0.98

	M_{cr} [kNm]	ℓ_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.55e05	4.00	0.20	1.00

Resistenza assiale minimo $N_{b,Rd}$ = 1.13e04 kN
asse y $N_{b,y,Rd}$ = 1.15e04 kN
asse z $N_{b,z,Rd}$ = 1.13e04 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{b,y,Rd}$ = 2.44e03 kNm
asse z $M_{z,Rd}$ = 1.88e03 kNm

Coefficiente di interazione k_{yy} = 0.61
k_{yz} = 0.34
k_{zy} = 0.37
k_{zz} = 0.56

Verifica di Instabilità a Compressione
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ F_{I-N} = 4.01e-03 (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y}$ = 0.49 (Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z}$ = 0.32 (Verificato)

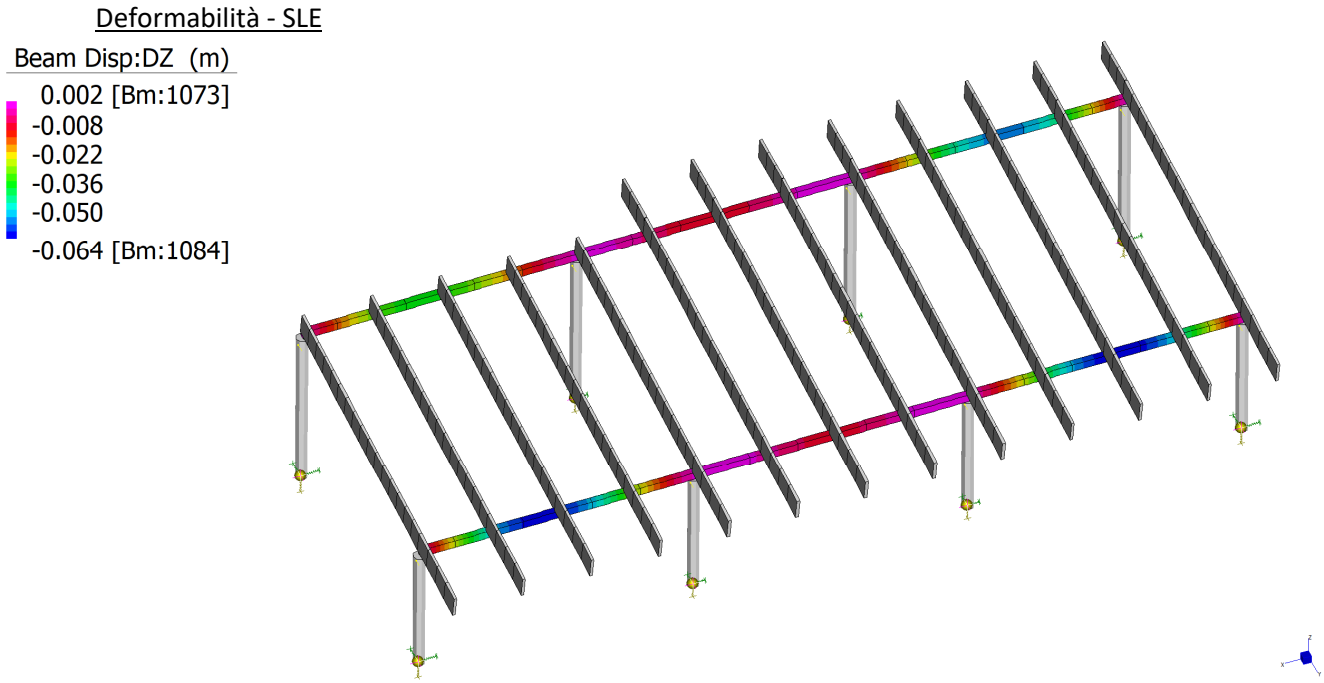


Figura 41 – LS3 – Deformata verticale G1+G2

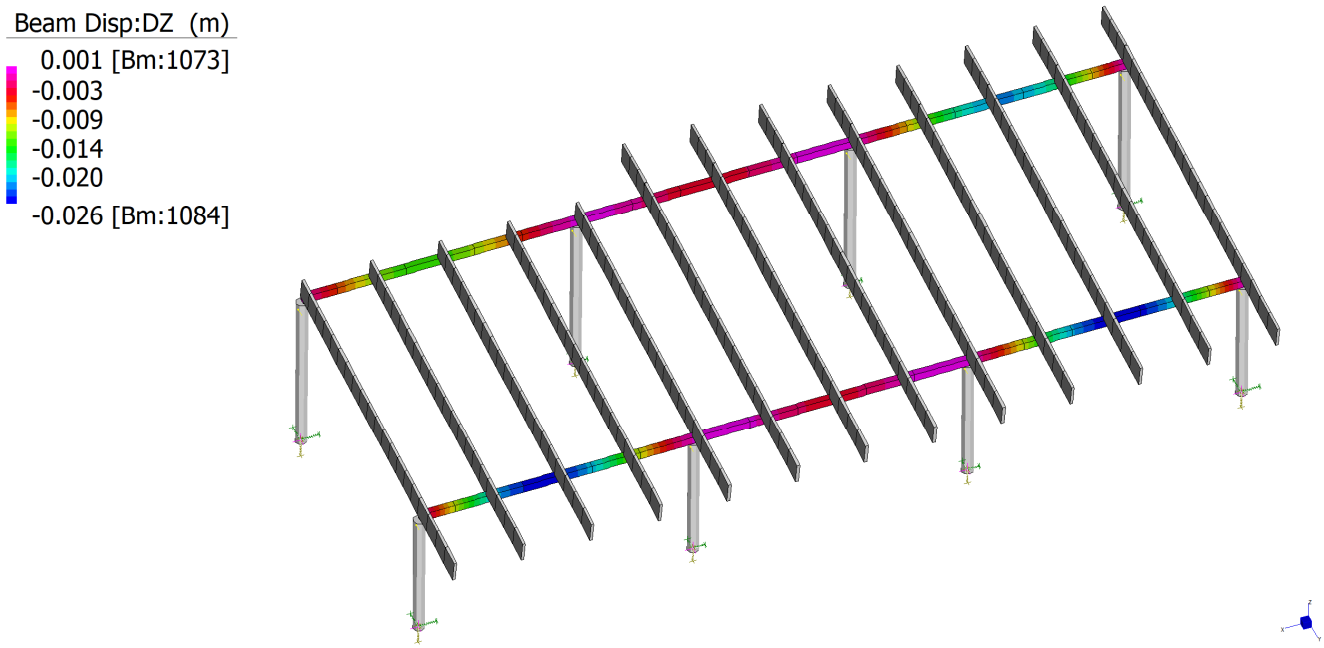


Figura 42 – LS3 – Deformata verticale N

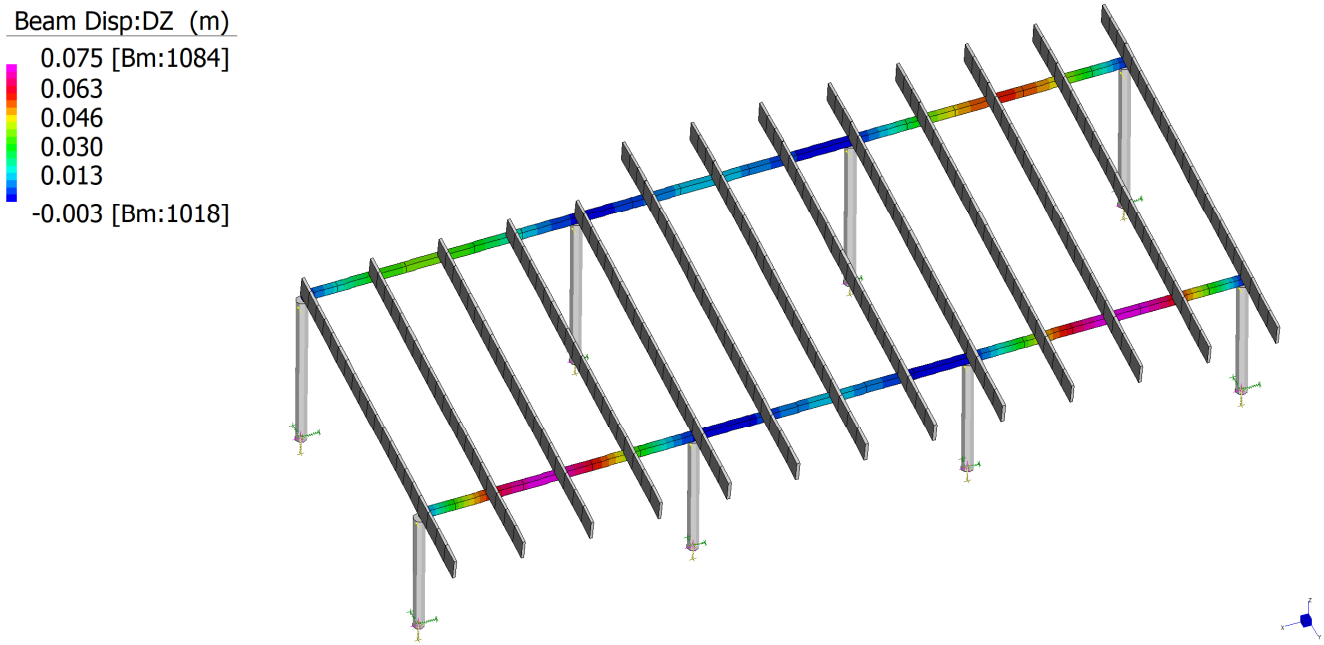


Figura 43 – LS3 – Deformata verticale W

L =	20	m	luce				
f_{G1+G2} =	-64	mm	freccia carichi permanenti				
f_N =	-26	mm	freccia carico da neve				
f_W =	75	mm	freccia carico da vento				
f_{contr} =	50	mm	controfreccia				
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_N \rvert$ =	40	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
$\lvert f_{G1+G2} + f_{contr} + f_W \rvert$ =	61	mm	<	L/200 =	100	mm	OK
f_N =	26	mm	<	L/250 =	80	mm	OK
f_W =	75	mm	<	L/250 =	80	mm	OK

9.5. Colonne – CA

Tutte le colonne di sostegno della copertura del terminal realizzate in opera presentano sezione circolare di diametro 100 cm. L'altezza di tali colonne varia a seconda del filo strutturale per seguire l'andamento della copertura curva, per tale motivo si è deciso di suddividere tali pilastri in 4 gruppi distinti a seconda del filo strutturale e quindi della loro altezza:

- Pilastri Filo A: altezza 9,40 metri
- Pilastri Filo B: altezza 12,30 metri
- Pilastri Filo D: altezza 11,15 metri
- Pilastri Filo F: altezza 5,20 metri

La zona dissipativa dei pilastri è determinata in accordo al 7.4.6.1.2:

$$Altezza\ critica = min\left\{D, \frac{1}{6}H_p\right\}$$

Tipologia pilastro	Altezza critica minima
Filo A	1,60 metri
Filo B	2,10 metri
Filo D	1,90 metri
Filo F	1,00 metri

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte ricavando dai vari modelli di calcolo le combinazioni che massimizzano le varie componenti di sollecitazione. Si procederà poi alla verifica della sezione maggiormente sollecitata che per lo schema statico utilizzato sarà la sezione alla base del pilastro.

Le verifiche rispettano il punto 7.4.4.2.1 delle NTC'18 in accordo ai principi di gerarchia della resistenza, considerando che la dissipazione in questo caso avviene alla base della colonna per lo schema statico adottato.

Le verifiche di duttilità si ritengono soddisfatte ai sensi del capitolo 7.4.4.2.2 avendo rispettato i dettagli costruttivi come indicato al punto 7.3.6.1.

9.5.1. Pilastri Filo A

I pilastri del filo A risultano armati con $32\emptyset32$ longitudinali e staffe $\emptyset14/8$ cm per l'altezza critica e $\emptyset14/15$ cm.

Si riportano di seguito le verifiche di rispondenza dei dettagli costruttivi in accordo al 7.4.6:

- Interasse tra le barre longitudinali $\cong 8{,}1\ cm < 25\ cm$;
- $1\% < \rho_{long} = 3{,}28\% < 4\%$;
- $d_{staffe} \geq \max\{6\ mm, (0{,}4d_{bl})\} = 14\ mm$;
- Rapporto meccanico armatura trasversale zona critica $\omega_{wd} = 0{,}136 > 0{,}12$;
- Passo staffe zona critica $s = 8\ cm < 12{,}5\ cm$

Si riporta la tabella riassuntiva con le combinazioni che massimizzano le diverse componenti di sollecitazione:

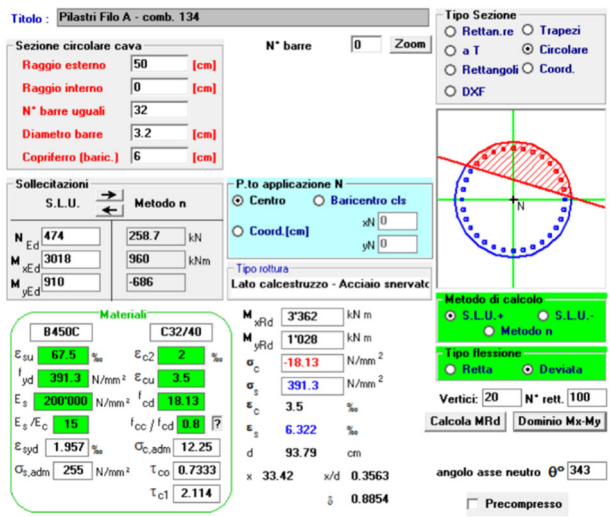
REAZIONI MASSIME AL PIEDE FILO A							
	COMB	Nz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	CORPO
Beam 1374	57	**308**	31	-210	2088	-302	LS3
Beam 1396	54	**-1479**	7	5	-44	-64	LS1
Beam 1395	129	-449	**232**	-28	260	-2250	LS1
Beam 1400	122	-458	**-244**	-135	1358	2370	LS1
Beam 1400	133	-391	30	**290**	-2928	-290	LS1
Beam 1400	134	-474	-94	**-299**	3018	910	LS1
Beam 1400	134	-474	-94	-299	**3018**	910	LS1
Beam 1400	133	-391	30	290	**-2928**	-290	LS1
Beam 1400	122	-458	-244	-135	1358	**2370**	LS1
Beam 1395	129	-449	232	-28	260	**-2250**	LS1

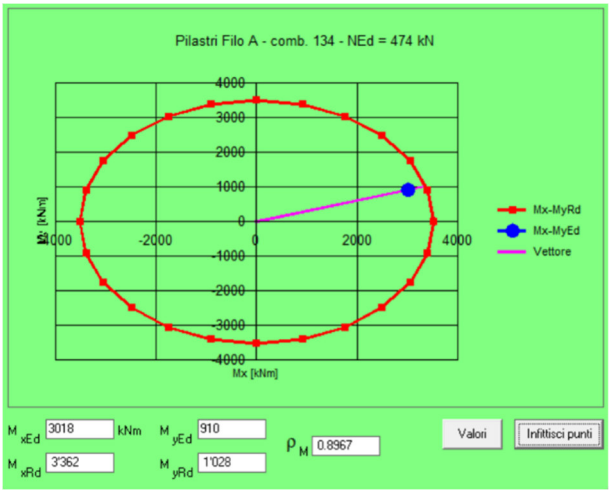
La domanda a compressione in caso di classe di duttilità CD "A" non deve eccedere il 55% della capacità a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

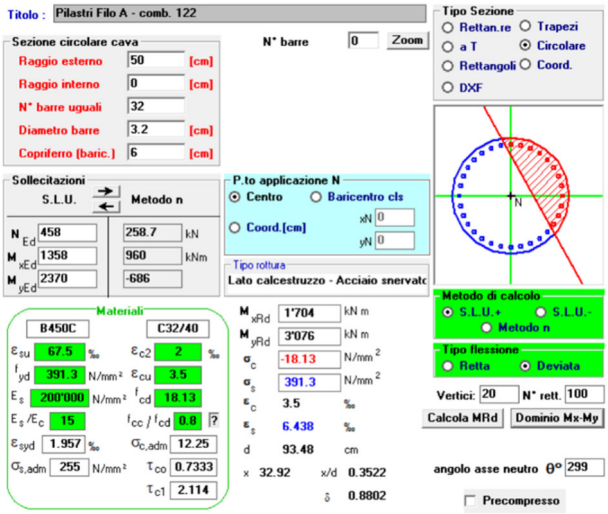
$$N_{Ed,max} = 1479\ kN < 0{,}55A_c f_{cd} = 7827\ kN$$

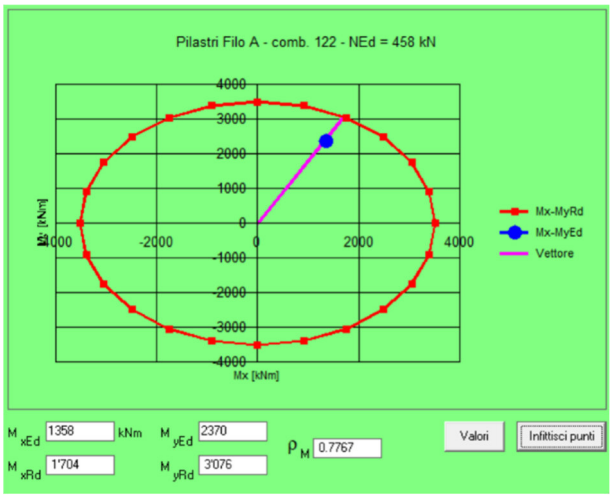
Le sollecitazioni utilizzate per la verifica a pressoflessione riguardano le combinazioni che massimizzano i momenti flettenti nelle due direzioni principali. Si riportano i tabulati di verifica ricavati dal VCASlu.

Le verifiche a taglio in zona critica vengono condotte con la sollecitazione calcolata come da 7.4.4.2.1, mentre nelle zone restanti con i valori di sollecitazione massima determinata dal modello di calcolo.









Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Per le successive verifiche a taglio il taglio in capacità determinato a partire dal momento resistente e utilizzato per la verifica della zona dissipativa alla base è pari a:

$$V_{Ed,crit} = \frac{\gamma_{Rd}\left(M_{Rd}^{s} + M_{Rd}^{i}\right)}{l_p} = 973\ kN \qquad \gamma_{Rd} = 1{,}30$$

Per le zone al di fuori della zona critica si assume a favore di sicurezza la somma vettoriale dei tagli nelle due direzioni misurati alla base del pilastro.

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo A - Zona critica

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**32**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**32**	
Area totale acciaio	As	257,2	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	3,28%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**14**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**8**	cm

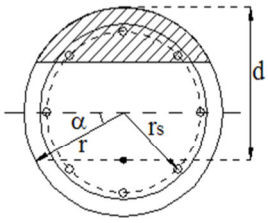
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**973**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	38,465	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	26,35	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,018536	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	2134	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	2134	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**2134**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	973	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,46**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	38,465	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	25,43	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,102707	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	2084	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	2084	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**2084**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	973	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,47**	**OK**

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo A

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**32**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**32**	
Area totale acciaio	As	257,2	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	3,28%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**14**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

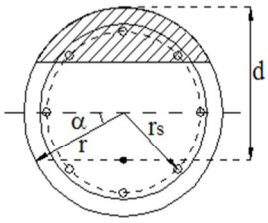
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**315**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	20,51467	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1409	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1849	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1409**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	315	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,22**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	20,51467	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1321	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1853	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1321**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	315	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,24**	**OK**

9.5.2. Pilastri Filo B

I pilastri del filo B risultano armati con $28\emptyset30$ longitudinali e staffe $\emptyset12/8$ cm per l'altezza critica e $\emptyset12/15$ cm.

Si riportano di seguito le verifiche di rispondenza dei dettagli costruttivi in accordo al 7.4.6:

- Interasse tra le barre longitudinali $\cong 9{,}37\ cm < 25\ cm$;
- $1\% < \rho_{long} = 2{,}52\% < 4\%$;
- $d_{staffe} \geq \max\{6\ mm, (0{,}4d_{bl})\} = 12\ mm$;
- Rapporto meccanico armatura trasversale zona critica $\omega_{wd} = 0{,}136 > 0{,}12$;
- Passo staffe zona critica $s = 8\ cm < 12{,}5\ cm$

Si riporta la tabella riassuntiva con le combinazioni che massimizzano le diverse componenti di sollecitazione:

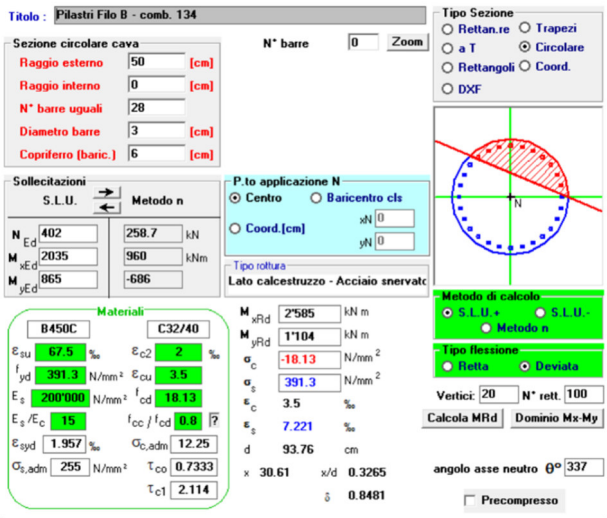
REAZIONI MASSIME AL PIEDE - FILO B							
	COMB	Nz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	CORPO
Beam 1379	57	**130**	30	-94	1248	-375	LS3
Beam 1401	54	**-1304**	-4	6	-80	46	LS1
Beam 1397	125	-359	**154**	-44	539	-1946	LS1
Beam 1402	126	-421	**-163**	-102	1296	2048	LS1
Beam 1402	133	-437	41	**158**	-2030	-523	LS1
Beam 1402	134	-402	-69	**-159**	2035	865	LS1
Beam 1402	134	-402	-69	-159	**2035**	865	LS1
Beam 1402	133	-437	41	158	**-2030**	-523	LS1
Beam 1402	126	-421	-163	-102	1296	**2048**	LS1
Beam 1397	125	-359	154	-44	539	**-1946**	LS1

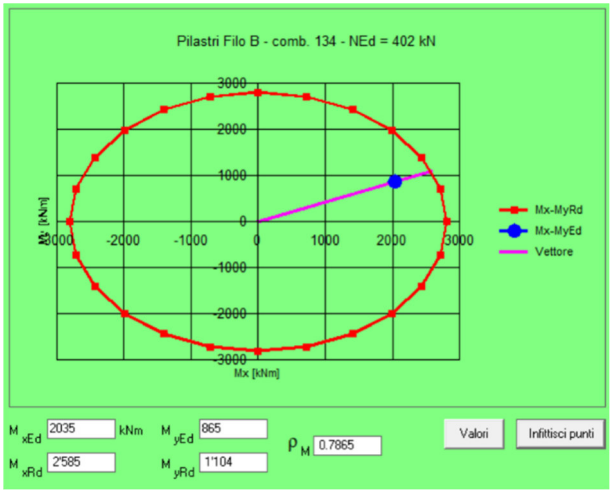
La domanda a compressione in caso di classe di duttilità CD "A" non deve eccedere il 55% della capacità a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

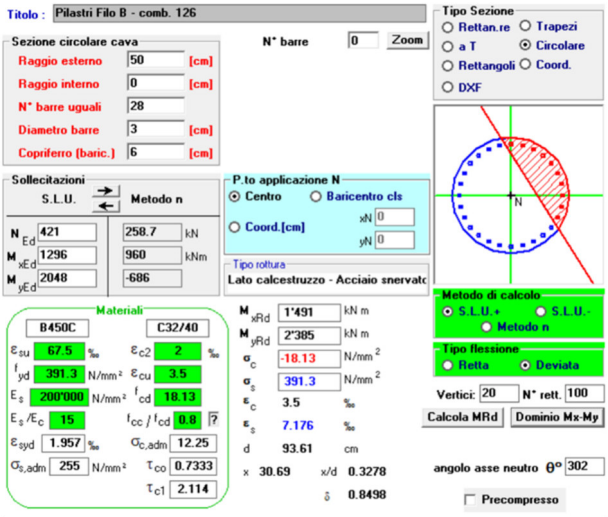
$$N_{Ed,max} = 1305\ kN < 0{,}55 A_c f_{cd} = 7827\ kN$$

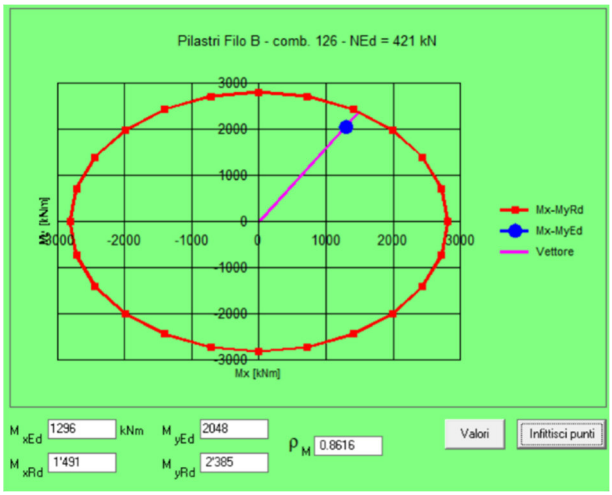
Le sollecitazioni utilizzate per la verifica a pressoflessione riguardano le combinazioni che massimizzano i momenti flettenti nelle due direzioni principali. Si riportano i tabulati di verifica ricavati dal VCASlu.

Le verifiche a taglio in zona critica vengono condotte con la sollecitazione calcolata come da 7.4.4.2.1, mentre nelle zone restanti con i valori di sollecitazione massima determinata dal modello di calcolo.









Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Per le successive verifiche a taglio il taglio in capacità determinato a partire dal momento resistente e utilizzato per la verifica della zona dissipativa alla base è pari a:

$$V_{Ed,crit} = \frac{\gamma_{Rd}\left(M_{Rd}^{s} + M_{Rd}^{i}\right)}{l_p} = 559\ kN \quad \gamma_{Rd} = 1{,}30$$

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo B - Zona critica

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**30**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**28**	
Area totale acciaio	As	197,8	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	2,52%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**12**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**8**	cm

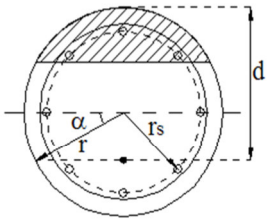
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**559**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	28,26	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	22,36	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,43042	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1887	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1887	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1887**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	559	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,30**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	28,26	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1820	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1853	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1820**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	559	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,31**	**OK**

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo B

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**30**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**28**	
Area totale acciaio	As	197,8	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	2,52%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**12**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

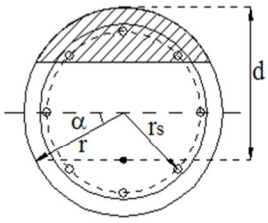
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**192**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	15,072	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1035	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1849	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1035**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	192	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,19**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	15,072	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	971	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1853	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**971**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	192	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,20**	**OK**

9.5.3. Pilastri Filo D

I pilastri del filo D risultano armati con $30\emptyset24$ longitudinali e staffe $\emptyset12/8$ cm per l'altezza critica e $\emptyset12/15$ cm.

Si riportano di seguito le verifiche di rispondenza dei dettagli costruttivi in accordo al 7.4.6:

- Interasse tra le barre longitudinali $\cong 8{,}81\ cm < 25\ cm$;
- $1\% < \rho_{long} = 1{,}73\% < 4\%$;
- $d_{staffe} \geq \max\{6\ mm, (0{,}4d_{bl})\} = 9{,}6\ mm$;
- Rapporto meccanico armatura trasversale zona critica $\omega_{wd} = 0{,}136 > 0{,}12$;
- Passo staffe zona critica $s = 8\ cm < 12{,}5\ cm$

Si riporta la tabella riassuntiva con le combinazioni che massimizzano le diverse componenti di sollecitazione:

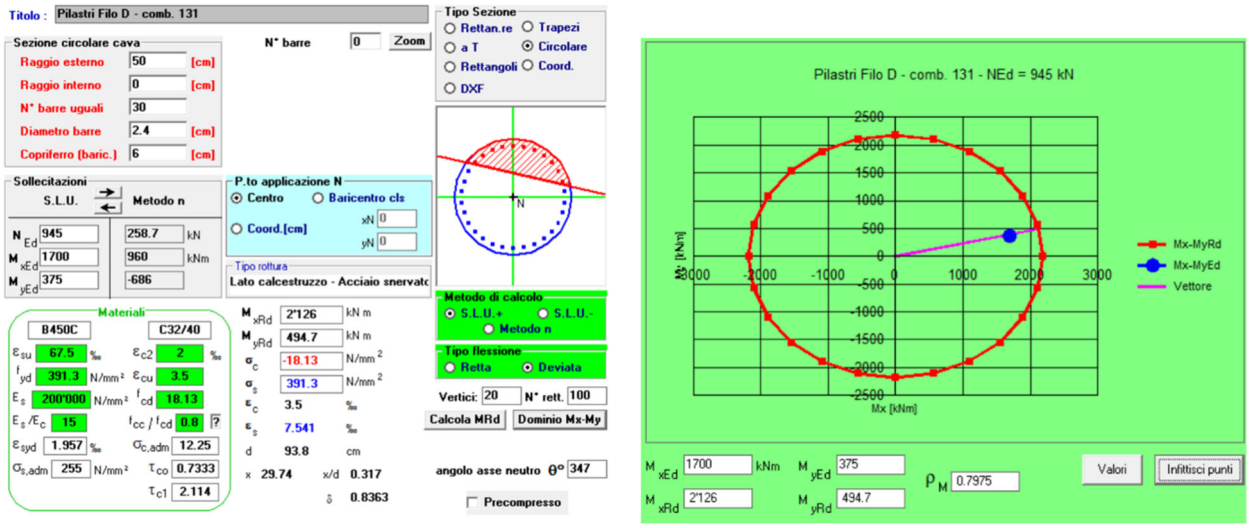
REAZIONI MASSIME AL PIEDE - FILO D							
	COMB	Nz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	CORPO
Beam 1115	56	**176**	-24	42	-508	270	AS1
Beam 1923	54	**-1414**	-6	-3	30	64	AS2
Beam 1916	124	-447	**166**	13	-145	-1887	AS2
Beam 1924	126	-448	**-166**	13	-143	1887	AS2
Beam 1923	136	-822	-28	**142**	-1665	316	AS2
Beam 1923	131	-945	33	**-145**	1700	-375	AS2
Beam 1923	131	-945	33	-145	**1700**	-375	AS2
Beam 1923	136	-822	-28	142	**-1665**	316	AS2
Beam 1924	126	-448	-166	13	-143	**1887**	AS2
Beam 1916	124	-447	166	13	-145	**-1887**	AS2

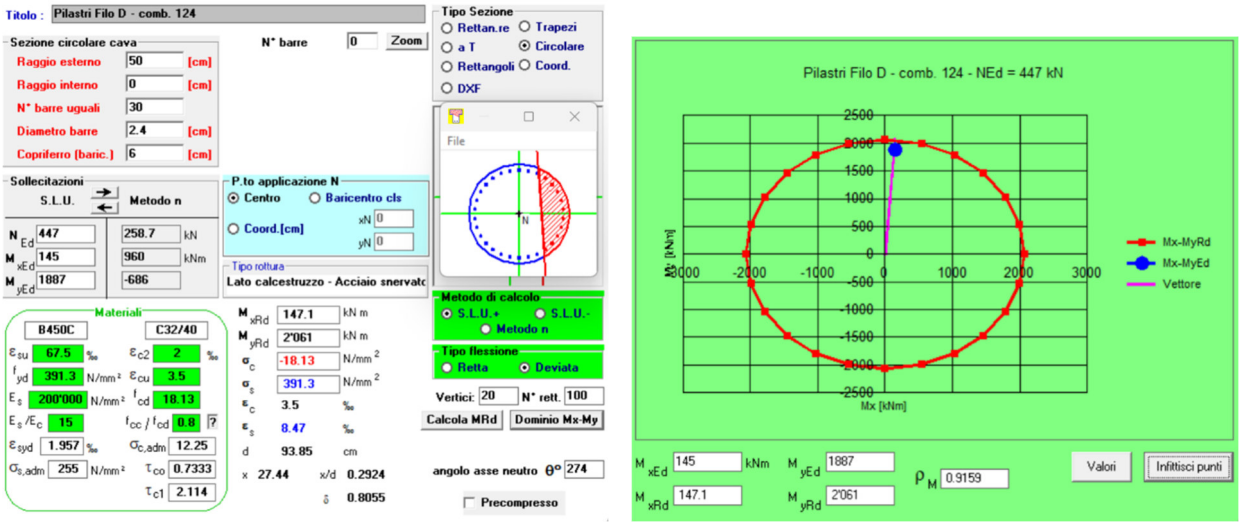
La domanda a compressione in caso di classe di duttilità CD "A" non deve eccedere il 55% della capacità a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$N_{Ed,max} = 1414\ kN < 0{,}55 A_c f_{cd} = 7827\ kN$$

Le sollecitazioni utilizzate per la verifica a pressoflessione riguardano le combinazioni che massimizzano i momenti flettenti nelle due direzioni principali. Si riportano i tabulati di verifica ricavati dal VCASlu.

Le verifiche a taglio in zona critica vengono condotte con la sollecitazione calcolata come da 7.4.4.2.1, mentre nelle zone restanti con i valori di sollecitazione massima determinata dal modello di calcolo.





Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Per le successive verifiche a taglio il taglio in capacità determinato a partire dal momento resistente e utilizzato per la verifica della zona dissipativa alla base è pari a:

$$V_{Ed,crit} = \frac{\gamma_{Rd}\left(M_{Rd}^{s} + M_{Rd}^{i}\right)}{l_p} = 510\ kN \quad \gamma_{Rd} = 1{,}30$$

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo D - Zona critica

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**24**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**30**	
Area totale acciaio	As	135,6	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	1,73%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**12**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**8**	cm

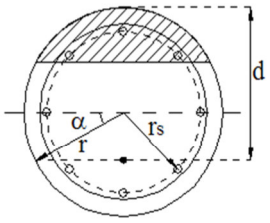
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**510**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	28,26	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	22,36	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,43042	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1887	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1887	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1887**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	510	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,27**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	28,26	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1820	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1853	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1820**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	510	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,28**	**OK**

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo D

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**24**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**30**	
Area totale acciaio	As	135,6	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	1,73%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**12**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

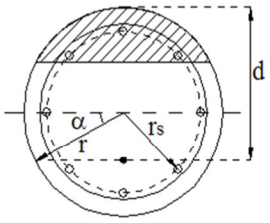
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**167**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	15,072	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1035	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1849	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1035**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	167	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,16**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	15,072	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	971	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1853	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**971**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	167	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,17**	**OK**

9.5.4. Pilastri Filo F

I pilastri del filo F risultano armati con $32\emptyset32$ longitudinali e staffe $\emptyset14/8$ cm per l'altezza critica e $\emptyset14/15$ cm.

Si riportano di seguito le verifiche di rispondenza dei dettagli costruttivi in accordo al 7.4.6:

- Interasse tra le barre longitudinali $\cong 8{,}1\ cm < 25\ cm$;
- $1\% < \rho_{long} = 3{,}28\% < 4\%$;
- $d_{staffe} \geq \max\{6\ mm, (0{,}4d_{bl})\} = 12\ mm$;
- Rapporto meccanico armatura trasversale $\omega_{wd} = 0{,}136 > 0{,}12$;
- Passo staffe $s = 8\ cm < 12{,}5\ cm$

Si riporta la tabella riassuntiva con le combinazioni che massimizzano le diverse componenti di sollecitazione:

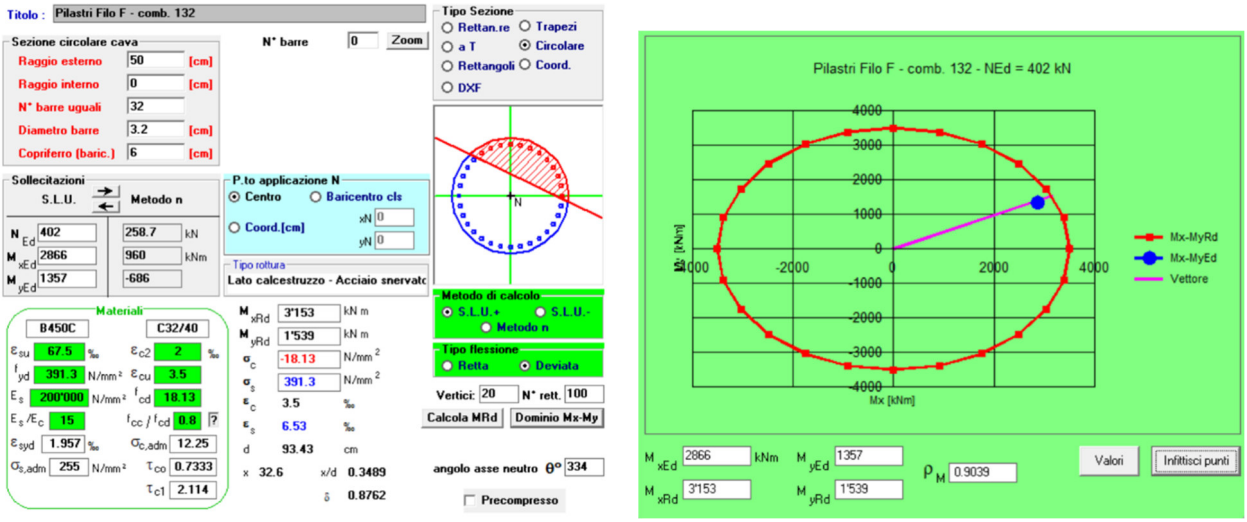
REAZIONI MASSIME AL PIEDE - FILO F							
	COMB	Nz [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	CORPO
Beam 1110	56	**242**	17	320	-1870	-92	AS1
Beam 1919	54	**-1395**	-35	-6	31	191	AS2
Beam 1114	124	-350	**345**	237	-1389	-1865	AS3
Beam 1114	126	-341	**-349**	200	-1156	1884	AS1
Beam 1109	132	-402	-251	**487**	-2866	1357	AS3
Beam 1109	135	-205	125	**-461**	2716	-675	AS3
Beam 1109	135	-205	125	-461	**2716**	-675	AS3
Beam 1109	132	-402	-251	487	**-2866**	1357	AS3
Beam 1114	126	-341	-349	200	-1156	**1884**	AS1
Beam 1114	124	-350	345	237	-1389	**-1865**	AS3

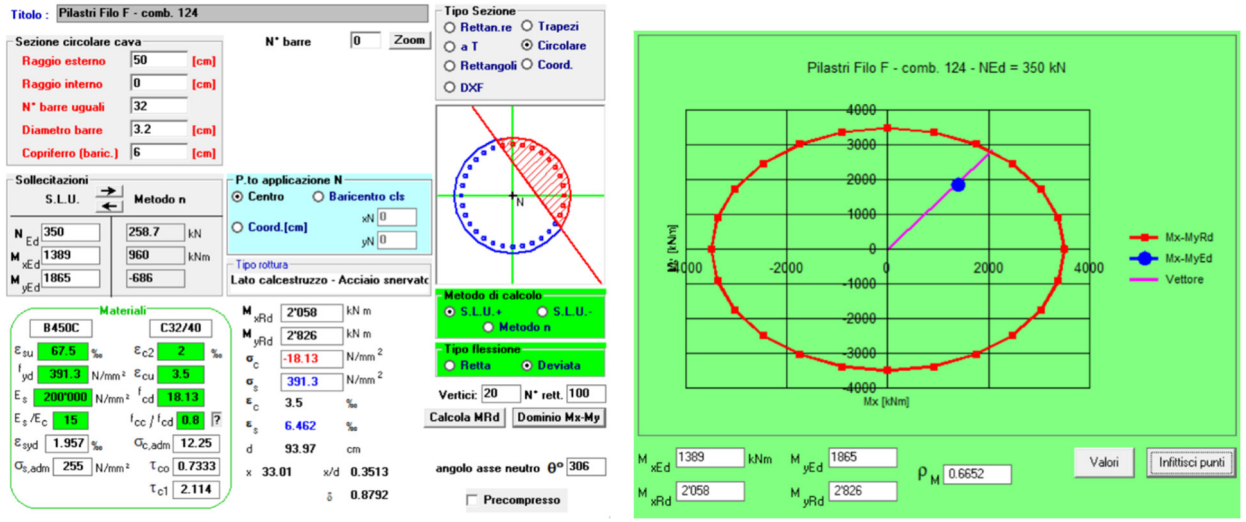
La domanda a compressione in caso di classe di duttilità CD "A" non deve eccedere il 55% della capacità a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$N_{Ed,max} = 1395\ kN < 0{,}55 A_c f_{cd} = 7827\ kN$$

Le sollecitazioni utilizzate per la verifica a pressoflessione riguardano le combinazioni che massimizzano i momenti flettenti nelle due direzioni principali. Si riportano i tabulati di verifica ricavati dal VCASlu.

Le verifiche a taglio in zona critica vengono condotte con la sollecitazione calcolata come da 7.4.4.2.1, mentre nelle zone restanti con i valori di sollecitazione massima determinata dal modello di calcolo.





Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Per le successive verifiche, il taglio in capacità determinato a partire dal momento resistente e utilizzato per la verifica della zona dissipativa alla base è pari a:

$$V_{Ed,crit} = \frac{\gamma_{Rd}\left(M_{Rd}^{s} + M_{Rd}^{i}\right)}{l_p} = 1747\ kN \quad \gamma_{Rd} = 1{,}30$$

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo F - Zona critica

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**32**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**32**	
Area totale acciaio	As	257,2	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	3,28%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**14**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**8**	cm

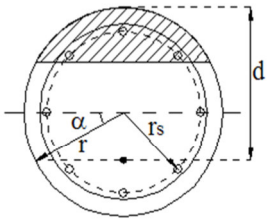
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**1747**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	38,465	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	26,35	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,018536	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	2134	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	2134	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**2134**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	1747	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,82**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	38,465	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	25,43	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,102707	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	2084	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	2084	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**2084**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	1747	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,84**	**OK**

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : Pilastro filo F

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C32/40**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1,5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0,85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	18,1	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	9,1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1,15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391,3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**1000**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	940	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**32**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**32**	
Area totale acciaio	As	257,2	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	3,28%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**14**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**15**	cm

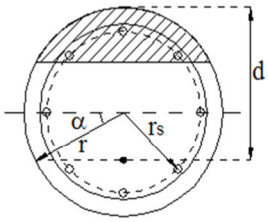
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**545**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	50	cm
Raggio sezione circolare utile	r_s =	44	cm
	sen(α)=	0,561	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0,60	rad
Area sezione circolare equivalente	A_v=	6573	cm^2
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	84	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	78	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	20,51467	cm^2/m
Altezza sezione	d=	78	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1409	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1849	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1409**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	545	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,39**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	90	cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	79	cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw} =	20,51467	cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	73	cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21,80	°
Cotangente di teta	ctgθ=	2,5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	1321	kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	1853	kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**1321**	**kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	545	kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0,41**	**OK**

10. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Tra le verifiche di deformabilità della struttura, oltre alle verifiche sulle frecce degli elementi strutturali già analizzate nei paragrafi precedenti, vanno considerate:

- Le verifiche rigidezza (spostamenti di interpiano) ai sensi del 7.3.6.1 delle NTC'18;
- Le verifiche di distanza tra edifici contigui ai sensi del 7.2.1 delle NTC'18.

10.1. Verifica spostamenti di interpiano

Per quanto riguarda le verifiche di rigidezza agli SLO previste dalla normativa per le strutture in classe d'uso III e IV, si procede alla verifica del rispetto degli spostamenti limite di interpiano.

Lo spostamento limite di interpiano è stato assunto pari a 0,01H in quanto la struttura non presenta tamponature rigide che potrebbero subire danni a seguito della deformazione della struttura principale.

Lo spostamento limite di interpiano viene in oltre ridotto ai 2/3 in quanto la struttura è classificata come classe d'uso IV.

Lo spostamento d'interpiano limite per verifica è quindi pari a:

$$d \leq \frac{2}{3} * 0{,}01h = 0{,}006667\ h$$

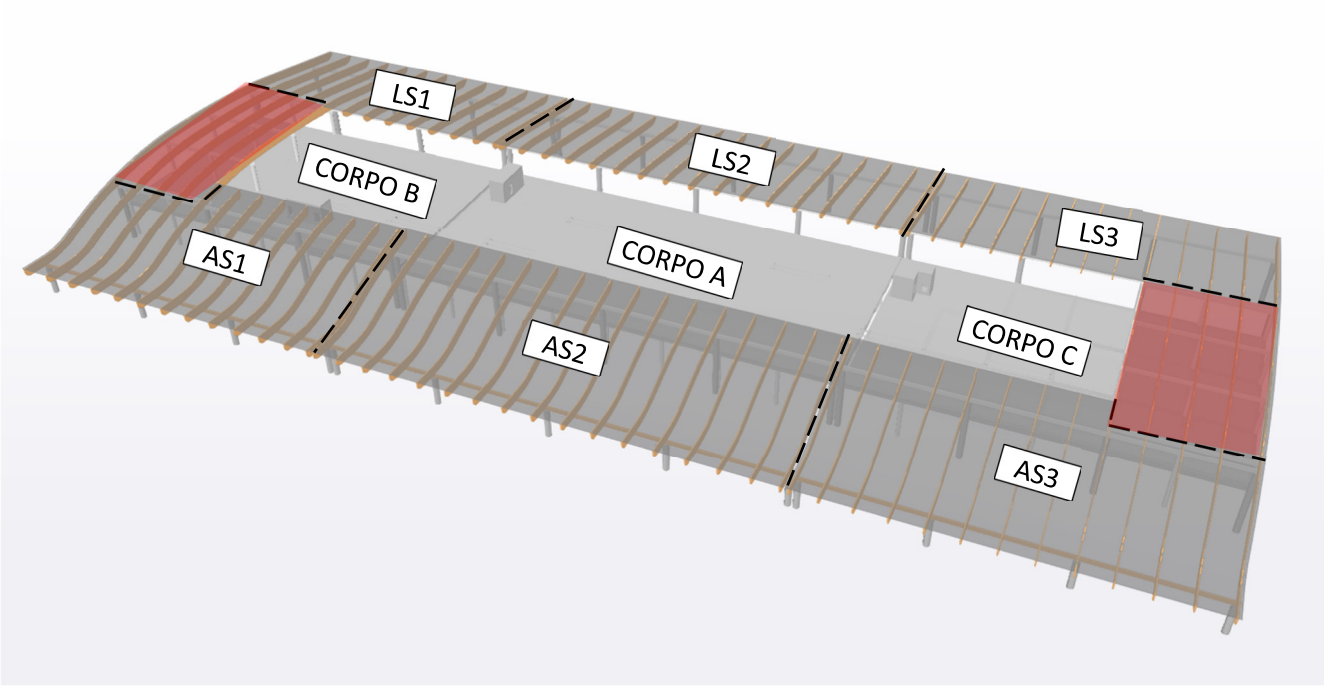
Si verificano gli spostamenti massimi in direzione X ed Y, come differenza tra lo spostamento in testa al pilastro e alla base, nei confronti dell'altezza di ciascuna tipologia differente di pilastri.

Pilastri	Altezza interpiano	DX [mm]	DY [mm]	Limite spostamento [mm]	Verifica
Filo A	9,40 m	39	56	63	SI
Filo B	12,30 m	58	62	82	SI
Filo D	11,15 m	53	60	74	SI
Filo F	5,20 m	8	18	35	SI

Gli spostamenti di interpiano risultano entro i limiti imposti dalla normativa.

10.2. Verifica distanza tra costruzioni contigue

Le verifiche andranno ad interessare sia ciascuno dei 9 corpi strutturali indipendenti da cui è composto il terminal partenze sia gli elementi vani scala. Gli spostamenti significativi in combinazione SLV verranno determinati alla quota dell'impalcato del piano mezzanino e alla quota della copertura lamellare.



Per le verifiche è necessario considerare gli spostamenti massimi nella combinazione SLV in direzione X e Y, determinati in accordo al 7.3.3.3 delle NTC'18.

Avendo considerato nel modello di calcolo l'interazione terreno-struttura si andrà a considerare lo spostamento massimo (u_{net}) al netto dello spostamento medio del terreno (u_g).

$$d_{max,SLV} = q * u_{net} = q(u_{str} - u_g)$$

Al capitolo 7.2.1 si prescrive che la distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non può essere inferiore a:

$$d_{min} = \frac{2}{100} H \frac{a_g S}{g}$$

$\frac{a_g}{g} = 0{,}453 \quad S = 1{,}02$

Altezza di riferimento [cm]	Distanza minima [cm]
690	6,40
1500	13,86

Si riporta una tabella riassuntiva con gli spostamenti massimi così determinati per i vari blocchi indipendenti.

	Quota piano mezzanino		Quota piano copertura	
CORPO	$u_{X,net}\ [mm]$	$u_{Y,net}\ [mm]$	$u_{X,net}\ [mm]$	$u_{Y,net}\ [mm]$
AS1			111	124
AS2			147	196
AS3			109	124
LS1			185	227
LS2			162	240
LS3			183	233
CORPO A	81	110		
CORPO B	93	140	111	233
CORPO C	90	125	112	210

10.2.1. Giunto tra corpi soppalco

I giunti tra il Corpo B ed il Corpo A e tra il Corpo A e il Corpo C hanno un ampiezza pari a 400 mm.

La somma degli spostamenti massimi in direzione perpendicolare e parallela al giunto sono pari a:

$$u_{X,A} + u_{X,B} = 174\ mm \qquad u_{Y,A} + u_{Y,B} = 250\ mm$$

Il giunto minimo dovrà garantire uno spostamento di 200 mm in direzione perpendicolare e 300 mm in direzione parallela.

10.2.2. Giunto tra coperture

I giunti tra AS1 e AS2, AS2 e AS3, LS1 e LS2, LS2 e LS3 hanno ampiezza di 400 mm in direzione perpendicolare ai corpi stessi.

La somma degli spostamenti massimi in direzione perpendicolare e parallela al giunto sono pari a:

$$u_{X,LS1} + u_{X,LS2} = 347\ mm \qquad u_{Y,LS2} + u_{Y,LS3} = 473\ mm$$

Il giunto minimo dovrà garantire uno spostamento di 400 mm in direzione perpendicolare e 500 mm in direzione parallela.

I giunti tra AS1 e Corpo B, Corpo B e LS1, AS3 e Corpo C, Corpo C e LS3 al livello della copertura hanno un'ampiezza di 500 mm.

La somma degli spostamenti massimi in direzione perpendicolare e parallela al giunto sono pari a:

$$u_{X,LS1} + u_{X,Corpo\ B} = 296\ mm \qquad u_{Y,LS1} + u_{Y,Corpo\ B} = 460\ mm$$

Il giunto minimo dovrà garantire uno spostamento di 300 mm in direzione perpendicolare e 500 mm in direzione parallela.

10.2.3. Giunto soppalco e vani scala

I vani scala risultano sismicamente indipendenti dalle strutture principali del terminal e per questo motivo si sono previsti dei giunti di ampiezza 250 mm tra il solaio del soppalco e le pareti dei vani scala.

Tali giunti sono sufficienti per garantire lo spostamento relativo in entrambe le direzioni dal momento che la somma dei massimi spostamenti è pari a:

$$u_{X,scale} + u_{X,Corpo\ B} = 143\ mm \qquad u_{Y,scale} + u_{Y,Corpo\ B} = 190\ mm$$

11. VERIFICHE DELLE CONNESSIONI

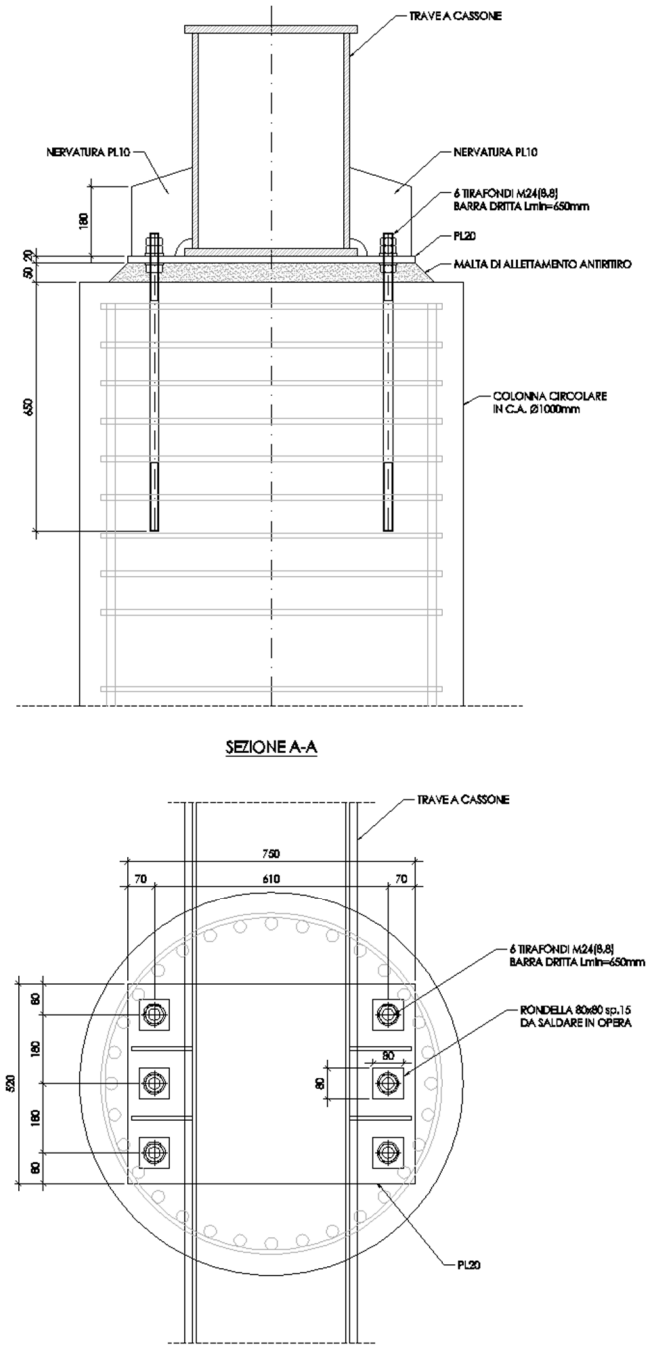
Si portano in seguito le verifiche delle principali connessioni.

11.1. Connessioni elementi in carpenteria metallica

11.1.1. Nodo trave-colonna

Si riporta la verifica della connessione della trave cassone in testa alle colonne in calcestruzzo.

La connessione sarà quella riportata in seguito:



Di seguito un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

PIASTRA DI BASE - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : **SAC01_01_CASSONE**

Normativa

Coefficienti parziali di sicurezza

coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M1} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
coefficiente	γ_c =	**1.50**	

Materiali

Piastra di base

tipo d'acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	$f_{yk,bp}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,bp}$ =	470	*N/mm²*

Tirafondi

tipo di acciaio		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{yk,b}$ =	640	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm²*
tipo d'acciaio rondella (per la tipologia c)		**S355**	
tensione di snervamento rondella (per la tipologia c)	$f_{yk,w}$ =	345	*N/mm²*
tensione di rottura rondella (per la tipologia c)	$f_{u,w}$ =	470	*N/mm²*

Chiave di taglio

tipo di acciaio		**S355**	
tipo di prodotto		**flat**	
tensione di snervamento	$f_{yk,sk}$ =	355	*N/mm²*
tensione di rottura	$f_{u,sk}$ =	510	*N/mm²*

Calcestruzzo

Classe del cemento		**(32)/40**	
res. caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =	40	*N/mm²*
res. caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck} =	32	*N/mm²*
modulo d'elasticità	E =	36050	*N/mm²*
res. calcolo a compressione cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$ =	18.1	*N/mm²*
res. caratteristica a trazione	f_{ctk} =	2.12	*N/mm²*
res. di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ =	1.41	*N/mm²*
coefficiente per il diametro delle barre	η =	1.00	
resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctd}$ =	3.18	*N/mm²*

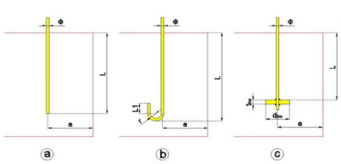
Geometria

Piastra di base

Spessore della piastra	t_p =	**20**	*mm*
Larghezza z	b_p =	**750**	*mm*
Larghezza y	h_p =	**520**	*mm*

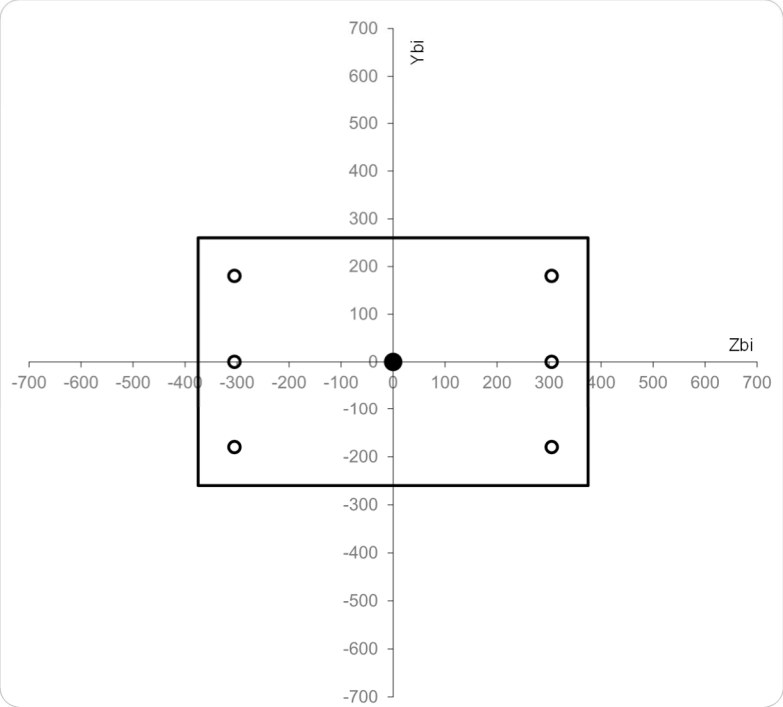
Tirafondi

diametro dei tirafondi	Ø =	**24**	*mm*
sezione grezza dei tirafondi	A =	452	mm^2
sezione resistente dei tirafondi	A_{res} =	339	mm^2
tipo d'ancoraggio		**a)**	
lunghezza dell'ancora dei tirafondi	L =	**600**	*mm*
raggio dell'aggancio (per la tipologia b)	r =	**-**	*mm*
lunghezza d'estremità del gancio (per la tipologia b)	L_1 =	**-**	*mm*
diametro rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	d_{bw} =	**100**	*mm*
spessore rondella d'ancoraggio (per la tipologia c)	t_{bw} =	**20**	*mm*



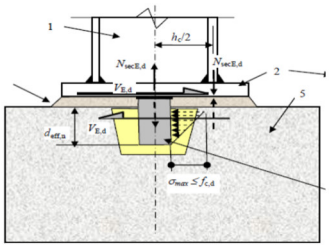
B	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
1	-305	180
2	-305	0
3	-305	-180
4	305	180
5	305	0
6	305	-180
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		

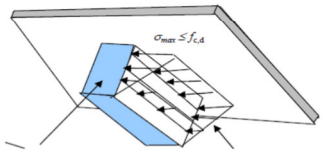
n° tot tirafondi 6

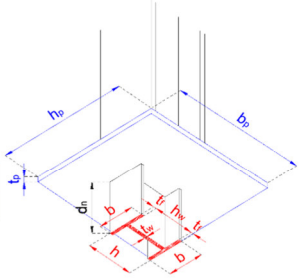


Chiave di taglio

ID profilo	ID =	-	
altezza	h =	-	*mm*
larghezza dell'ala	b =	-	*mm*
spessore dell'anima	t_w =	-	*mm*
spessore dell'ala	t_f =	-	*mm*
altezza netta dell'anima	h_w =	-	*mm*
area totale della sezione	A =	-	mm^2
area di taglio - asse Y.	A_y =	-	mm^2
area di taglio - asse Z.	A_z =	-	mm^2
momento di inerzia della sezione - asse Y.	J_y =	-	mm^4
momento di inerzia della sezione - asse Z.	J_z =	-	mm^4
modulo resistenza della sezione - asse Y.	W_y =	-	mm^3
modulo resistenza della sezione - asse Z.	W_z =	-	mm^3
Lunghezza della chiave di taglio	d_n =	-	*mm*
Spessore malta di allettamento	h_g =	50	*mm*
profondità effettiva (60mm ≤ deff, n ≤ 1,5 hn)	$d_{eff,n} = d_n - h_g$ =	-	*mm*
area di contatto con calcestruzzo per taglio Y	$A_{cls,Y} = d_{eff,n} \cdot b$ =	-	mm^2
area di contatto con calcestruzzo per taglio Z	$A_{cls,Z} = d_{eff,n} \cdot h_w$ =	-	mm^2







Carichi

Forze sulla flangia

sforzo assiale - asse X	F_x =	**53**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**90**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**273**	*kN*
momento flettente - asse Y	M_y =	**75**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**115**	*kNm*

Sforzi sui tirafondi

B	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	$F_{b,z}$ [kN]	$F_{b,yz}$ [kN]	$\sigma_{b,x}$ [N/mm^2]
1	57	15	46	48	**126**
2	57	15	46	48	**126**
3	57	15	46	48	**126**
4	57	15	46	48	**126**
5	57	15	46	48	**126**
6	57	15	46	48	**126**
7	-	-	-	-	**0**
8	-	-	-	-	**0**
9	-	-	-	-	**0**
10	-	-	-	-	**0**
11	-	-	-	-	**0**
12	-	-	-	-	**0**
13	-	-	-	-	**0**
14	-	-	-	-	**0**
15	-	-	-	-	**0**
16	-	-	-	-	**0**
17	-	-	-	-	**0**
18	-	-	-	-	**0**
19	-	-	-	-	**0**
20	-	-	-	-	**0**
21	-	-	-	-	**0**
22	-	-	-	-	**0**
MAX	**57**	**15**	**46**	**48**	**126.0**

Compressione sul calcestruzzo

Massima compressione sul calcestruzzo $\sigma_{x,cls,min}$ = **12.3** *N/mm²*

Verifiche

Piastra di base

T-Stub

B	L_{eff}	m	e	n	$M_{pl,Rd}$	$F_{T,Rd1}$	$F_{T,Rd2}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Ed}$	ratio
1	**250**	**80**	**80**	80	8214286	411	305	305	114	0.37
2	**250**	**80**	**80**	80	8214286	411	305	305	114	0.37
3	**250**	**80**	**80**	80	8214286	411	305	305	114	0.37
4	**250**	**80**	**80**	80	8214286	411	305	305	114	0.37
5	**250**	**80**	**80**	80	8214286	411	305	305	114	0.37
6	**250**	**80**	**80**	80	8214286	411	305	305	114	0.37
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MAX								*ratio:*	*0.37*	OK

Tirafondi

Resistenza dei tirafondi

forza di taglio $F_{V,Sd} = F_{b,yz,max}$ = 48 kN

forza nominale di trazione (* solo se positiva) $F_{N,Sd} = F_{b,x,max}$ * = 57 kN

resistenza al taglio $F_{V,Rd}$ = 109 *kN*

resistenza alla trazione $F_{N,Rd}$ = 195 kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**48** *kN*	<	**109** *kN*	*ratio:*	*0.44*	OK
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**57** *kN*	<	**195** *kN*	*ratio:*	*0.29*	OK
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.65**	<	**1.0**	*ratio:*	*0.65*	OK

Estrazione dei tirafondi

res. estrazione (a) $N_{e,Rd,a} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot L$ = 144 *kN*

res. estrazione (b) $N_{e,Rd,b} = f_{bd} \cdot \pi \cdot Ø \cdot (L+6.4 \cdot r+3.5 \cdot L_1)$ = - *kN*

res. estrazione (c) $N_{e,Rd,c} = f_{cd} \cdot \pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4$ = - *kN*

res. Estrazione $N_{e,Rd}$ = 144 *kN*

$F_{b,x,max} \leq N_{e,Rd}$	→	**57** *kN*	<	**144** *kN*	*ratio:*	*0.40*	OK

Resistenza della rondella d'ancoraggio (solo per la tipologia d'ancoraggio c)

compressione locale sul calcestruzzo $\sigma_C = F_{b,x,max}/(\pi \cdot (d_{bw}^2 - Ø^2)/4)$ = - *N/mm²*

coefficiente di geometria (sulla base del rapporto dp/Ø) η = -

forza sull'acciaio della rondella $\sigma_S = \eta \cdot \sigma_c (d_{bw}/2t_{bw})^2$ = - *N/mm²*

$\sigma_s \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	-	*N/mm²*	-	- *N/mm²*	*ratio:*	-	-

Chiave di taglio

Resistenza della chiave di taglio

massimo momento flettente - asse Y.		$M_{y,max} = V_{z,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*		
massimo momento flettente - asse Z.		$M_{z,max} = V_{y,max} \cdot d_{eff,n} \cdot 2/3 =$	-	*kNm*		
tensioni tangenziali - dir Y		$\tau_{max,y} = V_y/A_y =$	-	*N/mm²*		
tensioni tangenziali - dir Z		$\tau_{max,z} = V_z/A_z =$	-	*N/mm²*		
tensione assiale - dir X		$\sigma_x = \lvert M_{y,max}\rvert/W_y + \lvert M_{z,max}\rvert/W_z =$	-	*N/mm²*		
tensione di Von Mises		$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_x^2+3(\tau_y^2+\tau_z^2))} =$	-	*N/mm²*		
$\sigma_{VM} \leq f_{yk}/\gamma_{M0}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -	-

Contatto con il calcestruzzo

Compressione massima sul calcestruzzo dir Y		$\sigma_{y,cls} = 2 \cdot V_{y,max}/A_{cls,y} =$	-	*N/mm²*		
$\lvert\sigma_{y,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -	-
Compressione massima sul calcestruzzo - dir Z		$\sigma_{z,cls} = 2 \cdot V_{z,max}/A_{cls,z} =$	-	*N/mm²*		
$\lvert\sigma_{z,cls}\rvert \leq f_{cd,loc}$	→	**-** *N/mm²*	**-**	**-** *N/mm²*	*ratio:* -	-

Calcestruzzo

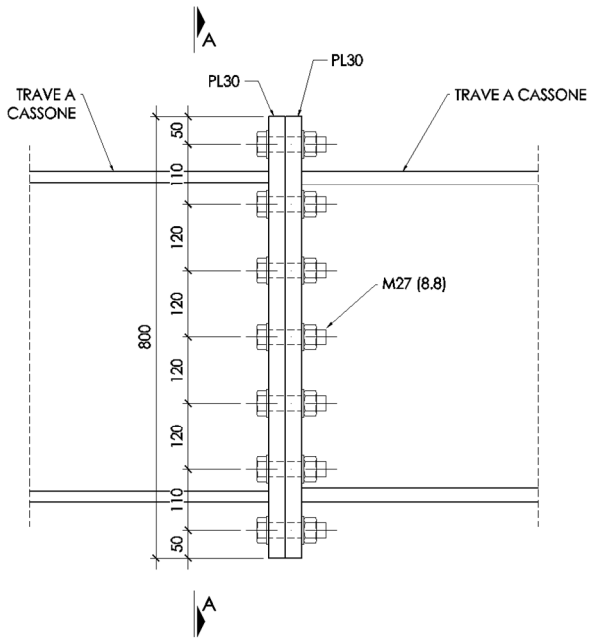
Compressione massima sul calcestruzzo

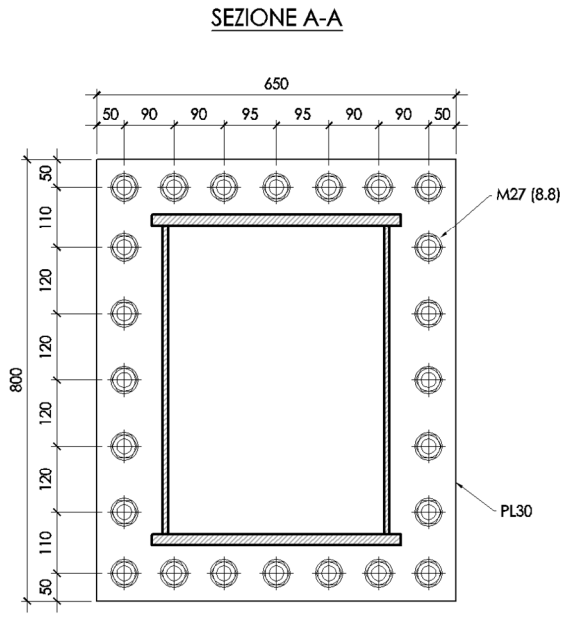
$\lvert\sigma_{x,cls,min}\rvert < f_{cd}$	→	**12.3** *N/mm²*	**<**	**18.1** *N/mm²*	*ratio:* *0.68*	OK

11.1.1. Nodo di continuità trave a cassone

Si riporta la verifica del giunti di continuità flangiato della trave a cassone.

La connessione sarà quella riportata in seguito:





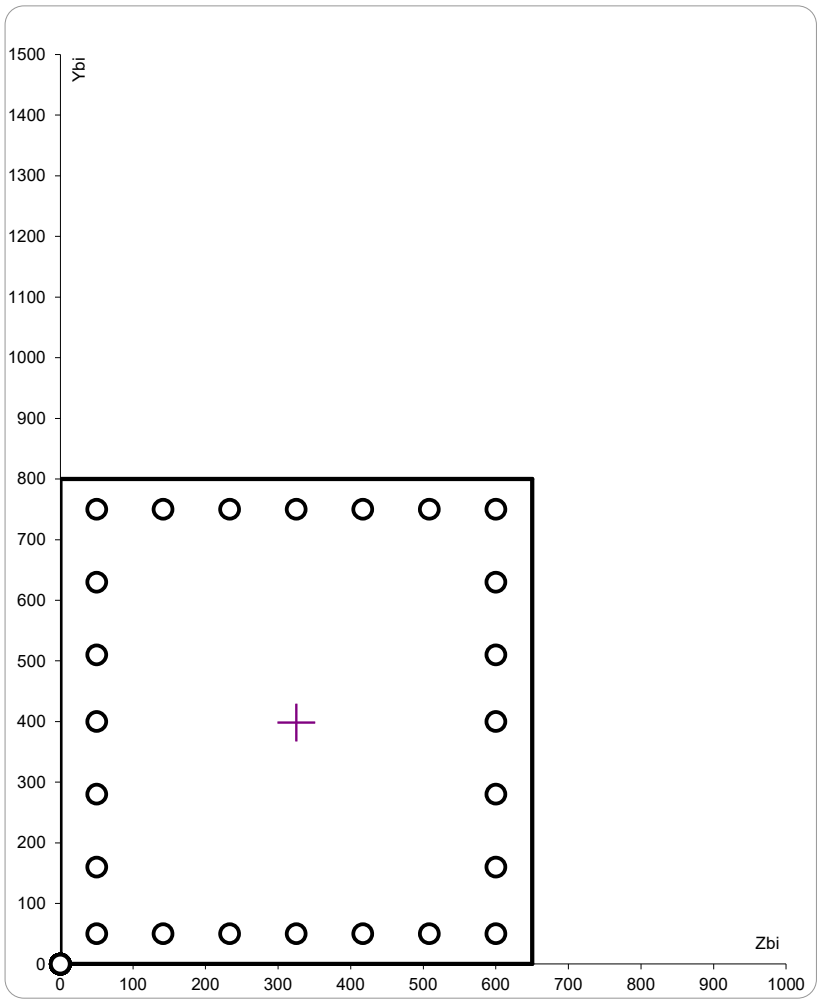
Di seguito un estratto del foglio di calcolo utilizzato per la verifica:

CONNESSIONE A FLANGIA - UNI EN 1993-1-8:2005 (EC3)

ELEMENTO : CASSONE2

Normativa			
Coefficienti parziali di sicurezza			
coefficiente	γ_{M0} =	**1.05**	
coefficiente	γ_{M2} =	**1.25**	
Materiali			
Flangia			
tipo di acciaio		**S355**	
tensione di snervamento	f_{yk} =	345	*N/mm²*
tensione di rottura	f_u =	470	*N/mm²*
Bolts			
classe bulloni		**8.8**	
tensione di snervamento	$f_{y,b}$ =	640	*N/mm* ^{2}
tensione di rottura	$f_{u,b}$ =	800	*N/mm* ^{2}
taglio sulla parte filettata del bullone:		**Y**	
Geometria			
Flangia			
spessore della flangia	t_f =	**30**	*mm*
larghezza della flangia	b_f =	**650**	*mm*
altezza della flangia	h_f =	**800**	*mm*
spessore del piatto di rinforzo (*0 se assente)*	t_{bp} =	**0**	*mm*
Bulloni			
bulloni		**M27**	
diametro dei bulloni	d_b =	27	*mm*
diametro dei fori	d_0 =	30	*mm*
distanza dal bordo - dir. Y	e_1 =	50	*mm*
interasse - dir. Y	p_1 =	470	*mm*
distanza dal bordo - dir. Z	e_2 =	50	*mm*
interasse - dir. Z	p_2 =	92	*mm*

	z_{Bi} [mm]	y_{Bi} [mm]
B1	50	750
B2	600	750
B3	325	750
B4	50	50
B5	600	50
B6	233	750
B7	142	750
B8	417	750
B9	508	750
B10	325	50
B11	233	50
B12	142	50
B13	417	50
B14	508	50
B15	50	630
B16	50	510
B17	50	400
B18	50	280
B19	50	160
B20	600	630
B21	600	510
B22	600	400
B23	600	280
B24	600	160
B25	-	-
B26	-	-
B27	-	-
B28	-	-
B29	-	-
B30	-	-
B31	-	-
B32	-	-
B33	-	-
B34	-	-
B35	-	-
B36	-	-
B37	-	-
B38	-	-
B39	-	-
B40	-	-
B41	-	-
B42	-	-
B43	-	-
B44	-	-
B45	-	-
B46	-	-
B47	-	-
B48	-	-
B49	-	-
B50	-	-



numero totale di bulloni	n_b =	24	
CDG - coord. Z	$z_G = \Sigma z_{Bi}/n_b$ =	325	*mm*
CDG - coord. Y	$y_G = \Sigma y_{Bi}/n_b$ =	398	*mm*
momento di inerzia polare	$J_{p,b} = \Sigma\,[(z_G-z_{Bi})^2+(y_G-y_{Bi})^2]$ =	3.22E+06	mm^2
momento di inerzia - asse Z	$J_{z,b} = \Sigma\,(y_{Bi}-n_y)^2$ =	4.90E+06	mm^2
momento di inerzia - asse Y	$J_{y,b} = \Sigma\,(z_{Bi}-n_z)^2$ =	3.04E+06	mm^2
posizione dell'asse neutro: sui bulloni di bordo		**3**	
asse del bordo compresso - // Y	n_z =	50	*mm*
asse del bordo compresso - // Z	n_y =	50	*mm*

Carichi

Forze sulla flangia

set di carichi		**USER**	
sforzo assiale - asse X	F_x =	**281**	*kN*
sforzo di taglio - asse Y	F_y =	**301**	*kN*
sforzo di taglio - asse Z	F_z =	**45**	*kN*
torsione - asse X	M_x =	**40**	*kNm*
momento flettente - asse Y	M_y =	**154**	*kNm*
momento flettente - asse Z	M_z =	**1084**	*kNm*

Forze sui bulloni

forza max - dir. Z	$R_{zi,max} = \max [F_z/n_b+M_x/J_{p,b}\|(y_G-y_{Bi})\|]$ =	6	*kN*
forza max - dir. Y	$R_{yi,max} = \max [F_y/n_b+M_x/J_p\|(z_G-z_{Bi})\|]$ =	16	*kN*
forza max - piano ZY	$R_{zy,max} = \sqrt{(R_{z,max}^2+R_{y,max}^2)}$ =	17	*kN*
forza max - dir. X	$R_{x,max} = \max [F_{x,max}/n_b+M_z/J_z(y_{Bi}-n_y)+M_y/J_y (z_{Bi}-n_z)]$ =	194	*kN*

Verifiche

Bulloni

forza di taglio di calcolo	$F_{V,Sd} = R_{zy,max}$ =	17	kN
forza di trazione di calcolo (*solo se positiva)	$F_{N,Sd} = R_{x,max}$ * =	194	kN
resistenza a taglio di progetto	$F_{V,Rd}$ =	176	*kN*
resistenza a trazione di progetto	$F_{N,Rd}$ =	264	kN

$F_{V,Sd} \leq F_{V,Rd}$	→	**17** *kN*	<	**176** *kN*	*ratio: 0.10*	**OK**
$F_{N,Sd} \leq F_{N,Rd}$	→	**194** *kN*	<	**264** *kN*	*ratio: 0.74*	**OK**
$F_{V,Sd}/F_{V,Rd} + F_{N,Sd}/(1.4F_{N,Rd}) \leq 1$	→	**0.62**	<	**1.0**	*ratio: 0.62*	**OK**

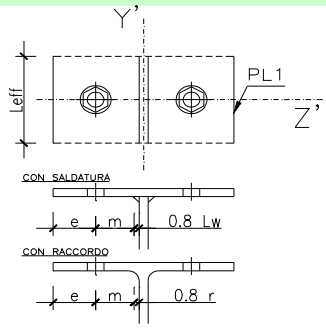
Flangia - Rifollamento

carico di progetto per il rifollamento	$F_{b,Sd} = R_{zy,max}$ =	17	kN
coeff. - bulloni bordo dir. //	$\alpha_{d,edge} = e_1/(3\ d_0)$ =	0.56	
coeff. - bulloni interni dir. //	$\alpha_{d,inn} = p_1/(3\ d_0)-0.25$ =	4.97	
coeff. - dir. //	$\alpha_b = \min(\alpha_{d,inner}\ ;\ \alpha_{d,edge}\ ;\ f_{ub}/f_u\ ;\ 1)$ =	0.56	
coeff. - bulloni bordo dir. ⊥	$k_{inner} = \min(2.8\ e_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50	
coeff. - bulloni interni dir. ⊥	$k_{edge} = \min(1.4\ p_2/d_0-1.7\ ;\ 2.5)$ =	2.50	
coeff. - dir. ⊥	$k = \min(k_{edge}\ ;\ k_{inner})$ =	2.50	
resistenza di progetto a rifollamento	$F_{b,Rd} = k\ \alpha_b\ f_u\ d_b\ t_f/\gamma_{M2}$ =	423.0	kN

$F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd}$	→	**17** *kN*	<	**423** *kN*	*ratio: 0.04*	**OK**

Flangia - Resistenza (T-Stub)

forza di progetto a trazione sui due bulloni del T	$F_{N,Sd} = 2 \cdot R_{x,max}$ =	389	*kN*
lunghezza Efficace elemento a T equivalente	L_{eff} =	**160**	*mm*
distanza ridotta del bullone dalla costola	m =	**50**	*mm*
distanza minima del bullone dal bordo	e =	**50**	*mm*
distanza di calcolo del bullone dal bordo	n =	50	*mm*
momento plastico resistente del T equivalemte	$M_{pl,Rd} = 0.25 \cdot L_{eff} t_f^2 f_{yk}/\gamma_{M0}$ =	1.18E+07	*Nmm*
momento plastico resistente del piatto di rinforzo	$M_{bp,Rd} = 0.25 \cdot L_{eff} t_{bp}^2 f_{yk}/\gamma_{M0}$ =	0.00E+00	*Nmm*
meccanismo plastico completo dell'ala	$F_{T,Rd1} = (4 \cdot M_{pl,Rd}+2 \cdot M_{bp,Rd})/m$ =	946	*kN*
snervamento dell'ala	$F_{T,Rd2} = (2 \cdot M_{pl,Rd}+nF_{t,Rd})/(m+n)$ =	501	*kN*
rottura dei buloni	$F_{T,Rd3} = 2 \cdot F_{t,Rd}$ =	529	*kN*
resistenza di calcolo del T-stub	$F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd1}\ ;\ F_{T,Rd2}\ ;\ F_{T,Rd3})$ =	501	*kN*



$F_{N,Sd} \leq F_{t,Rd}$	→	**389** *kN*	<	**501** *kN*	*ratio: 0.78*	**OK**

Riassunto delle verifiche

BOLTS	shear	0.10
	traction	0.74
	combined shear-traction	0.62
FLANGE	bearing	0.04
	T-Stub	0.78
MAX		**0.78**

11.2. Connessioni elementi in legno

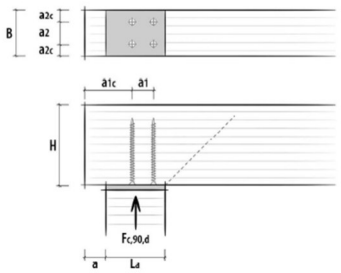
11.2.1. Rinforzo trave 20x168 cm agli appoggi

Nel caso peggiore le travi in legno lamellare principali a sezione rettangolare 20x168 cm poggiano su piastre per una lunghezza di 59 cm ed è necessario verificare la tensione di compressione perpendicolare alla fibratura. Si determina quindi la massima reazione dalle elaborazioni viste nei paragrafi precedenti.

$$R_A = 291\ kN$$

Si riporta la verifica condotta mediante il software “My Project 5.40” distribuito dalla Rothoblaas.

Rinforzi con connettori tutto filetto VGS e VGZ - Rinforzo a compressione ortogonale all'appoggio



VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x500 mm (cod. VGS11500)
- Numero viti: = 8 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.40
Azione di progetto su appoggio	Fc,90,d	=	291.00 kN
Base trave	B	=	200 mm
Altezza trave	H	=	1680 mm
Tipo legno		=	Lamellare GL28h (omogeneo)
Lunghezza appoggio	La	=	590 mm
Tipo di appoggio		=	0 mm
Numero viti perp. fibre		=	2
Numero viti parall. fibre		=	4
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	19.3 mm
Lunghezza vite	Lv	=	500 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	490 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:		=	
Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.9
Azione di progetto su appoggio	Fc,90,d	=	291.00 kN
Base trave	B	=	200 mm
Altezza trave	H	=	1680 mm
Tipo legno		=	GL28h
Angolo fibre-appoggio	α	=	90.00 °
Coeff. di sicurezza del materiale legno	YM1	=	1.35
Coeff. di sicurezza della connessione su legno	YM2	=	1.4
Lunghezza appoggio	La	=	590 mm
Tipo di appoggio		=	Appoggio intermedio
VERIFICA A COMPRESSIONE SENZA RINFORZI		=	
Lunghezza efficace appoggio	Lef	=	650 mm
Resistenza caratteristica a compressione del legno	fc,90,k	=	2.50 N/mm²
Resistenza di design a compressione del legno	fc,90,d	=	1.67 N/mm²
Coeff. di compressione	kc,90	=	1.00
Resistenza di design a compressione dell'appoggio	Fc,90,Rd	=	216.67 kN
Verifica a compressione senza rinforzi		=	1.34 NON VERIFICATO
		=	
Tipo connettore:	vite VGS Rinforzi		11x500
Diametro filetto (nominale)	df	=	11 mm
Diametro gambo	dg	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	dn	=	6.6 mm
Diametro testa	dh	=	19.3 mm
Lunghezza vite	lv	=	500 mm
Lunghezza filetto	lf	=	490 mm
Spessore minimo piastra di appoggio consigliata	sa	=	6 mm
GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero viti perp. fibre		=	2
Numero viti parall. fibre		=	4
Interasse minimo viti parall. fibre	a1	=	170 mm
Angolo di inserimento viti	α	=	90.00 °
Interasse minimo viti parall. fibre	a1	=	55 mm
Interasse minimo viti perp. fibre	a2	=	55 mm
Distanza minima viti-estremità (parall. fibre)	a1c	=	110 mm
Distanza minima viti-bordo (perp. fibre)	a2c	=	44 mm
RESISTENZA VITI:		=	
Resistenza caratteristica ad estrazione singola vite	Fax,Rk	=	73.66 kN
Resistenza caratteristica ad instabilità vite nel legno	Fki,Rk	=	22.37 kN
VERIFICA A COMPRESSIONE CON RINFORZI:		=	
Lunghezza eff. relativa al piano di appoggio	Lef1	=	650 mm
Lunghezza eff. relativa al piano punta viti	Lef2	=	1510 mm
Resistenza di design a compressione del legno	fc,90,d	=	1.67 N/mm²
Resistenza sul piano 1	F1c,90,Rd	=	387.11 kN
Resistenza sul piano 2	F2c,90,Rd	=	503.33 kN
Resistenza di design finale con rinforzi	Fc,90,Rd	=	387.11 kN
Verifica a compressione con rinforzi		=	0.75 VERIFICATO
Verifica a compressione senza rinforzi		=	**1.34 NON VERIFICATO**
Resistenza di design finale con rinforzi	**Fc,90,Rd**	=	**387.11 kN**
Verifica a compressione con rinforzi		=	**0.75 VERIFICATO**

La verifica è superata mediante installazione di 4+4 viti di rinforzo come da elaborati grafici di riferimento.

11.2.2. Forchetta di fissaggio trave 20x168 cm

L'intera copertura dell'edificio è fissata alla sottostruttura in acciaio mediante delle forchette saldate in testa ai pilastri e sullo sviluppo delle travi a cassone. Tali forchette dovranno trasmettere le forzanti sismiche dovute al peso della copertura alle strutture, per tale motivo è necessario determinare il taglio massimo agente sul collegamento.

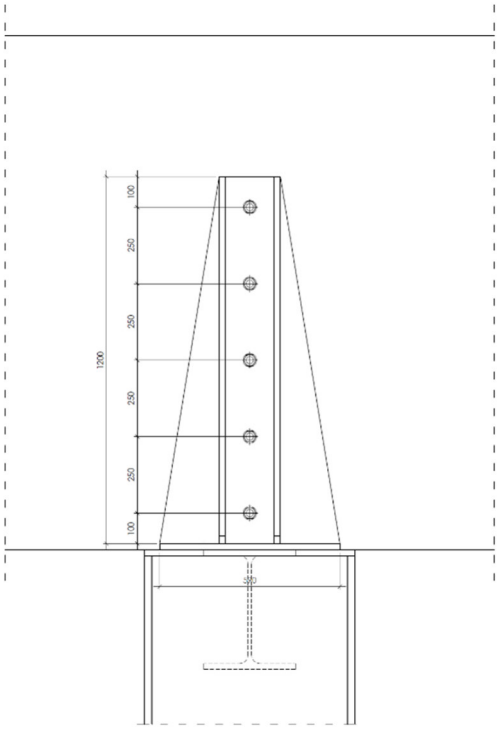
L'ipotesi di calcolo è di considerare, a favore di sicurezza, come reagenti in caso di SLV le sole forchette da un lato della trave in legno lamellare trascurando quelle dal lato opposto. La massa sismica di una porzione di copertura lignea relativa ad una forchetta (5 x 26 metri circa) comprensiva dei carichi permanenti è pari a:

$$W_{tot,cop} \cong 190\ kN$$

Per determinare la forzante sismica si ipotizza il caso peggiore di accelerazione di picco (0,772 ag/g) ottenendo la forza agente su ogni forchetta:

$$F_{forch.} = W_{tot,cop} * {}^{a_g}/_{g} = 147\ kN$$

La connessione meccanica tra la trave in legno e la forchetta di collegamento in acciaio è garantita da 5 bulloni M24 cl.8.8.



Si riporta di seguito la verifica del collegamento acciaio legno eseguito con foglio di calcolo.

FORCHETTA

ELEMENTO : **FORCHETTA**

MATERIALI UTILIZZATI

Legno

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	**22.30**	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	**0.50**	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	**2.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	**3.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	**1.20**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	**12600.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05=}$=	**10500.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	**300.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	**250.00**	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	**650.00**	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	**540.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	**65.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	**54.00**	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	**425.00**	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	**460.00**	kg/m^3
Coefficiente correttivo della resistenza	$k_{mod=}$	**1.0**	
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	$\gamma_{M=}$	**1.5**	
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$=	**18.67**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$=	**14.87**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$=	**0.33**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$=	**18.67**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$=	**1.67**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$=	**2.33**	N/mm^2

Bulloni

Resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k}$=	**800.0**	N/mm^2
Coefficiente riduttivo del taglio in funzione della classe del bullone	α_v=	**0.6**	
Coefficiente di sicurezza dei bulloni	$\gamma_{M2=}$	**1.25**	

GEOMETRIA DEL COLLEGAMENTO

Trave

Altezza della sezione	h_b=	**1680**	*mm*
Larghezza della sezione	t_2=	**200**	*mm*

Bulloni

nr. Piani di taglio	n_{pt}=	**2**	
Diametro dei bulloni	d =	**24**	*mm*
Diametro del foro lato legno	d_0=	25.00	*mm*
Diametro del foro lato piastra	s=	26.4	*mm*
Area della porzione filettata del gambo del bullone	A_{res}=	353	mm^2
Diametro minimo della rondella	$d_{rond.}$=	72	*mm*
Spessore minimo della rondella	$t_{rond.}$=	7.20	*mm*
Fattore riduttivo del momento plastico del bullone	$\zeta_{rond.}$=	0.50	
Valore caratteristico del momento di snervamento del bullone	$M_{y,Rk}$=	930594.48	*Nmm*
Numero di bulloni presenti in una fila parallela alla fibra	n=	1.00	
Numero efficace di			

Piastre esterne in acciaio

Spessore della piastra	t_p=	**15**	*mm*
Spessore massimo della piastra per essere considerata "sottile"	$t_{sottile}$=	12.00	*mm*
Spessore minimo della piastra per essere considerata "spessa"	t_{spessa}=	24.00	*mm*
Classificazione piastra ai fini della verifica		**INTERMEDIA**	

RESISTENZA DELLA CONNESSIONE

Bullone

Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,Rd}$=	**135.55**	***kN***

Unione legno-acciaio

Tensione di compressione tra rosetta e legno ortogonale alla fibratura	$\sigma_{c,90,d}$=	3	*N/mm²*
Area tra rosetta e foro	A_r=	3619.11	*mm²*
Resistenza a trazione del bullone	$F_{a1,xk}$=	254.16	*kN*
Resistenza a schiacciamento del legno sotto la rondella	$F_{a2,xk}$=	10.86	*kN*
Resistenza all'estrazione del bullone	$F_{a,xk}$=	10.86	*kN*
Resistenza caratteristica a rifollamento per α = 0	$F_{t,Rk}$=	26.49	*N/mm²*

Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "sottili" poste esternamente

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto tirante dovuto a $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v1,Rk}$=	63.57	kN
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v2,Rk}$=	42.27	kN
Resistenza minima di calcolo	$F_{sottile,Rd}$=	28.18	kN

Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "spesse" poste esternamente

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto tirante dovuto a $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v3,Rk}$=	63.57	kN
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v4,Rk}$=	58.65	kN
Resistenza minima di calcolo	$F_{spessa,Rd}$=	39.10	kN

Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "intermedie" poste esternamente

A favore di sicurezza si è trascurato l'effetto tirante dovuto a $F_{ax,Rk}$

Resistenza minima di calcolo	$F_{inter,Rd}$=	30.91	kN
Capacità portante dell'unione acciaio-legno	$F_{wood,Rd}$=	**30.91**	**kN**
Numero di bulloni	n_b=	**5**	
Capacità portante del collegamento	$F_{coll,Rd}$=	**309.11**	**kN**

La verifica del collegamento risulta quindi verificato dal momento che:

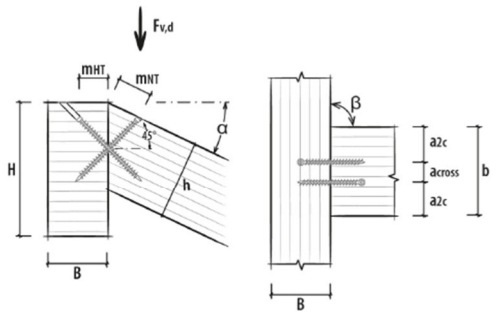
$$F_{coll,Rd} = 309{,}11\ kN > F_{forch.} = 265\ kN$$

11.2.3. Collegamento arcarecci

Gli arcarecci di copertura risultano vincolati a taglio alla trave principale mediante una coppia di viti tipo “VGZ11x250” e si riporta di seguito la verifica condotta mediante il software “My Project 5.40” distribuito dalla Rothoblaas.

Gli arcarecci di copertura risultano vincolati a taglio alla trave principale mediante una coppia di viti tipo “VGZ11x250” e si riporta di seguito la verifica condotta mediante il software “My Project 5.40” distribuito dalla Rothoblaas.

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ



VGZ - Connettore tutto filetto a testa cilindrica 11x250 mm (cod. VGZ11250)
Numero di coppie di connettori = 1 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.40
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	13.00 kN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	1680 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL28h (omogeneo)
Base trave secondaria	b	=	160 mm
Altezza trave secondaria	h	=	200 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL28h (omogeneo)
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Numero di coppie di connettori		=	1
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	13.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	250 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	240 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:		=	
Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	13.00 kN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	1680 mm
Tipo legno trave principale		=	GL28h
Base trave secondaria	b	=	160 mm
Altezza trave secondaria	h	=	200 mm
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Tipo legno trave secondaria		=	GL28h
		=	
TIPO CONNETTORE:	vite VGZ	=	11x250
Diametro filetto (nominale)	df	=	11.0 mm
Diametro gambo	dg	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	dn	=	6.6 mm
Diametro testa	dh	=	13.5 mm
Lunghezza vite	lv	=	250 mm
Lunghezza filetto	lf	=	240 mm
GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero di coppie di connettori		=	1
Angolo di inserimento viti		=	45.00 °
Viti su trave principale:		=	
Quota di montaggio su trave principale	mHT	=	92 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	130 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	110 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	125 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	110 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave principale	γ2,p	=	90.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave secondaria	γ2,s	=	45.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave principale	Fax,Rk,3	=	16.54 kN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave secondaria	Fax,Rk,4	=	16.54 kN
Viti su trave secondaria:		=	
Quota di montaggio su trave secondaria	mNT	=	92 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	130 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	110 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	125 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	110 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave secondaria	γ1,s	=	45.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave principale	γ1,p	=	90.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave secondaria	Fax,Rk,1	=	16.54 kN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave principale	Fax,Rk,2	=	16.54 kN
ELEMENTO PIÙ SOLLECITATO:		=	
Forza totale generata dal taglio lungo asse viti	Fax,d,tot	=	9.19 kN
Numero efficace	nef	=	1.0
Resistenza caratteristica totale ad estrazione	Fax,Rk	=	16.54 kN
Resistenza caratteristica totale ad instabilità viti nel legno	Fki,Rk	=	21.07 kN
Resistenza di design totale ad estrazione	Fax,Rd	=	10.63 kN
Resistenza caratteristica a taglio verticale	Fv,Rk	=	23.39 kN
Resistenza di design a taglio verticale dell'intero collegamento	Fv,Rd	=	15.03 kN
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.86 VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO TRAVE SECONDARIA:		=	
Altezza efficace (vincolata)	hef	=	180 mm
Altezza non vincolata (al di sotto delle viti)	hint	=	20 mm
Coefficiente kcr	kcr	=	0.67
base efficace	bef	=	107 mm
Coefficiente di riduzione	kv	=	1.00
Tensione a taglio in hef	τ	=	1.01 N/mm²
Resistenza di design a taglio del legno	fv,d	=	2.33 N/mm²
Verifica tensione a taglio trave secondaria		=	0.43 VERIFICATO
Verifica tensione a taglio solo hef		=	0.43 VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

11.2.4. Barre incollate di controvento

I controventi di copertura per essere fissati alle travature principali necessitano di una barra M24 cl. 8.8 incollata all'interno dell'elemento per una lunghezza di almeno 70 cm. Si riporta di seguito la verifica a sfilamento della barra incollata all'elemento ligneo con adesivo epossidico bicomponente tipo XEPOX in accordo alle indicazioni contenute nella DIN 1052:2008 e nella CNR DT 207:2018.

BARRA INCOLLATA

ELEMENTO : **BARRA INCOLLATA**

MATERIALI UTILIZZATI

Legno

Classe di resistenza		**GL28h**	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k}$=	**22.30**	N/mm^2
Resistenza a trazione ortogonale alla fibra	$f_{t,90,g,k}$=	**0.50**	N/mm^2
Resistenza a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k}$=	**28.00**	N/mm^2
Resistenza a compressione ortogonale alla fibra	$f_{c,90,g,k}$=	**2.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$=	**3.50**	N/mm^2
Resistenza a taglio a rotolamento	$f_{r,g,k}$=	**1.20**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio parallelo alla fibra	$E_{0,g,mean}$=	**12600.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,g,05}$=	**10500.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità medio ortogonale alla fibra	$E_{90,g,mean}$=	**300.00**	N/mm^2
Modulo di elasticità caratteristico ortogonale alla fibra	$E_{90,g,05}$=	**250.00**	N/mm^2
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$=	**650.00**	N/mm^2
Modulo di taglio caratteristico	$G_{g,0.5}$=	**540.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento medio	$G_{r,g,mean}$=	**65.00**	N/mm^2
Modulo di taglio a rotolamento caratteristico	$G_{r,g,0.5}$=	**54.00**	N/mm^2
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$=	**425.00**	kg/m^3
Massa volumica media	$\rho_{g,mean}$=	**460.00**	kg/m^3
Coefficiente correttivo della resistenza	k_{mod}=	**1.1**	
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	γ_M=	**1.5**	
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$=	**20.53**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$=	**16.35**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$=	**0.37**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$=	**20.53**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$=	**1.83**	N/mm^2
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$=	**2.57**	N/mm^2

Bulloni

Resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k}$=	**800.0**	N/mm^2
Coefficiente riduttivo del taglio in funzione della classe del bullone	α_v=	**0.6**	
Coefficiente di sicurezza dei bulloni	γ_{M2}=	**1.25**	

GEOMETRIA DEL COLLEGAMENTO

Trave

Altezza della sezione	h_b=	**240**	*mm*
Larghezza della sezione	t_2=	**200**	*mm*

Barra incollata

Diametro barra	d =	**30**	*mm*
Area della porzione filettata del gambo del bullone	A_{res}=	561	mm^2
Lunghezza di incollaggio della barra	l_{ad}=	**1000**	*mm*
Area efficace di rottura del legno	A_{eff}=	32400	mm^2
Resistenza caratteristica a taglio dell'incollaggio	$f_{v,k}$=	2.00	N/mm^2
Resistenza di progetto a taglio dell'incollaggio	$f_{v,d}$=	1.47	N/mm^2

RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO

Barra incollata

Rottura della barra d'acciaio	$R_{ax1,d}$=	359.04	*kN*
Rottura dell'interfaccia legno-adesivo	$R_{ax2,d}$=	138.23	*kN*
Rottura lato legno	$R_{ax3,d}$=	529.85	*kN*
Resistenza a trazione della barra incollata	$R_{ax,d}$=	**138.23**	**kN**